



Universidade do Porto

Faculdade de Engenharia

FEUP

REFORÇO SÍSMICO DE PILARES DE BETÃO ARMADO ANÁLISE E AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL

Victorino Vidigal Rodrigues

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para a obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil, realizada sob supervisão dos Professores Nelson Vila Pouca e Aníbal Costa do Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Porto

Novembro de 2005

Aos meus irmãos,

ÍNDICE GERAL

Índice geral	i
Agradecimentos.....	iii
Resumo	v
Abstract	vii
Résumé	ix
Índice de Texto.....	xi
Índice de Figuras	xix
Índice de Quadros	xxxvii
Simbologia	xxxix
Capítulo 1 Introdução	1
Capítulo 2 Configurações de Ensaio (“ <i>Setup’s</i> ”).....	7
Capítulo 3 Reforço de Pilares de Betão Armado.....	77
Capítulo 4 Modelação Numérica	129
Capítulo 5 Ensaio Experimentais	169
Capítulo 6 Análise dos Resultados	281
Capítulo 7 Conclusões e Recomendações	335
Referências Bibliográficas	341

AGRADECIMENTOS

Apesar do cariz individual de que este trabalho se reveste, a sua realização não teria sido possível sem o apoio de pessoas e instituições, às quais expresso o meu agradecimento.

Ao Professor Nelson Vila Pouca, orientador científico deste trabalho, pelo seu inextinguível contributo, ensinamentos e amizade demonstrada, a quem devo um agradecimento especial.

Ao Professor Aníbal Costa, co-orientador científico, pelos ensinamentos e amizade demonstrado.

Ao Professor António Ârede, pela amizade, pelo valioso contributo e empenho no sistema de aquisição e controlo do setup de ensaio.

Aos meus colegas de laboratório, Engenheiros Pedro Delgado e Patrício Rocha pela companhia e pelo incentivo sempre demonstrado durante a execução deste trabalho que, confrontados com as mesmas vivências, se solidarizaram e disponibilizaram para me apoiarem.

Ao Professor Raimundo Delgado pela amizade, disponibilidade e pelos esclarecimentos prestados nas várias etapas deste programa experimental.

Às senhoras D. Vitória Freitas e D. Marta Costa pela total disponibilidade demonstrada nos serviços administrativos.

À empresa João da Silva Santos, Lda., pelo fabrico dos provetes ensaiados.

À S.T.A.P. – Reparação, Consolidação e Modificação de estruturas, S. A., pela disponibilidade de meios humanos e materiais na realização dos trabalhos de reforço com compósitos e aço.

À Engenheira Daniela Glória e ao Senhor Valdemar Luís, pessoal do Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE), pelos cuidados na preparação dos ensaios.

A todos os meus amigos que me incentivaram e apoiaram para que este trabalho se tornasse possível, em especial ao meu amigo de longa data, Engenheiro Paulo Fidalgo, pela amizade, solidariedade e apoio sempre presente.

Não posso deixar de manifestar o meu agradecimento a todos os colegas da sala de mestrado pela simpatia e ajuda sempre demonstrada, durante a minha estadia no Porto, em particular, aos Engenheiros António Guerra e Bernardino Lima.

Por fim, um agradecimento muito especial à minha família e de uma forma muito especial aos meus irmãos, pelo exemplo e encorajamento, bem como pela paciência, compreensão, apoio, incentivo e carinho sempre demonstrados no decorrer do trabalho. E por tê-los privado da minha companhia por muito tempo.

RESUMO

Um dos principais objectivos do presente trabalho centrou-se na análise e avaliação experimental da eficiência de diferentes soluções de reforço sísmico de pilares de betão armado. Neste âmbito foi desenvolvido um vasto programa de ensaios experimentais realizados no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE), visando, por um lado este objectivo, e por outro lado a obtenção de resultados experimentais que permitam a calibração de modelos numéricos. Os modelos de ensaio foram definidos com base em pilares representativos de edifícios projectados na década de 70, portanto sem as actuais disposições sísmicas regulamentares.

O setup de ensaio de pilares de betão armado foi especialmente concebido para realização de ensaios biaxiais com compressão, utilizando dois actuadores hidráulicos horizontais e um vertical. Foi incorporado um dispositivo de deslizamento que permite o deslocamento do topo do pilar. Embora o setup tenha sido concebido para ensaios biaxiais, no âmbito do presente trabalho foram realizados unicamente os ensaios de uma primeira fase que mobilizaram só uma das direcções, recorrendo-se portanto, somente a um actuador horizontal e um actuador vertical.

O programa de ensaios englobou um conjunto de ensaios cíclicos de pilares de secção transversal rectangular. Foram realizados ensaios dos modelos antes e depois do reforço com diferentes soluções, visando, por um lado a avaliação da eficiência das soluções de reforço e por outro disponibilizar informação experimental para a calibração de modelos numéricos.

Na programação e definição dos ensaios experimentais e no próprio projecto de reforço, bem como na simulação numérica dos ensaios para a previsão dos resultados experimentais, recorreu-se a uma metodologia de análise não linear.

ABSTRACT

One of the main purposes of the present work centred in the analysis and experimental evaluation of the efficiency of different solutions of seismic retrofit of reinforced columns. In this scope, a vast program of experimental tests carried out in the Laboratory of Seismic and Structural Engineering was (LESE) developed, aiming at, on the one hand, this purpose, and on the other hand, the achievement of experimental results that allow the calibration of numerical models. The testing models had been defined based on representative RC columns of buildings designed in the 70s, therefore without considering the actual seismic provisions.

The setup of RC columns experimental tests was especially designed for carrying out biaxial tests with compression (axial load), using two orthogonal and horizontal hydraulic actuators and one vertical actuator. A sliding device which enables the displacement of the top of the column was incorporated. Although the setup has been designed for biaxial tests, in the scope of this work only the tests of a first phase were carried out with mobilized only one of the direction, therefore resorting to only one horizontal actuator and one vertical actuator.

The programme of tests includes a set of cyclical tests of rectangular RC cross section. Tests of the models were carried out before and after the retrofit with different solutions, aiming at evaluating the efficiency of the retrofit solutions and also the provision of experimental information for the calibration of numerical models.

In the programming and definition of the experimental tests and in the retrofit design itself, as well as in the numerical simulation of the tests for the experimental results, a non linear analysis methodology was resorted.

RESUME

Concernant les principaux objectifs de ce travail, un vaste programme expérimental a été réalisé au LESE visant, dans une part, l'analyse et l'évaluation de l'efficacité de différentes solutions de renforcement sismique de colonnes de béton armé et, dans une autre, la calibration de modèles numériques de prédiction du comportement. Les configurations des maquettes testées représentent des colonnes représentatives de celles qu'il est possible trouver sur des édifices conçus dans les années 70, n'obéissant donc pas aux dispositions réglementaires actuelles.

Quoique que se travail ne présente que des essais de flexion dans une direction avec charge verticale, l'installation expérimentale a été spécialement développée pour permettre la réalisation d'essais de flexion en deux directions avec charge verticale, utilisant deux vérins hydrauliques horizontales et un vertical et possédant un dispositif de glissement qui permet le déplacement de la tête de la colonne.

Le programme expérimental présenté réunit un ensemble d'essais sous chargement cyclique de colonnes ayant une section rectangulaire et réalisés avant et après leur renforcement utilisant différentes techniques. En conséquence, il est possible analysé et évalué l'efficacité des différentes solutions de renforcement et il est aussi possible obtenir des données expérimentales pour la calibration de modèles numériques.

Un procédé comprenant l'analyse non linéaire a été considéré pour la programmation et définition des essais et du renforcement des colonnes, bien connu pour la simulation numérique des essais et prévision des résultats des mêmes.

ÍNDICE DE TEXTO

Capítulo 1	Introdução.....	1
1.1	Motivação e Objectivos	1
1.2	Enquadramento da Tese	2
1.3	Organização da Tese	3
1.4	Apreciação Geral	4
Capítulo 2	Configurações de Ensaio (“Setup’s”).....	7
2.1	Introdução	7
2.2	Configurações de Ensaio com Carga Axial Constante	8
2.2.1	Aplicação de Carga Axial através de Pré-esforço de Tirantes	8
2.2.1.1	Método de Mander et al.	9
2.2.1.2	Discussão e Comentários.....	12
2.2.2	Aplicação de Carga Axial através de Actuadores Hidráulicos Fixados no Pórtico de Reacção Vertical	13
2.2.3	Aplicação de Carga Axial através de Cargas Permanentes.....	14
2.2.4	Aplicação de Carga Axial através de Mecanismos	14
2.3	Configurações de Ensaio com Carga Axial Variável.....	15
2.4	Exemplos de Setups	16
2.4.1	Setup de Park et al (1990).....	16
2.4.2	Setup de Kim (1990).....	17
2.4.3	Setup de Xiao & Ma (1997).....	18
2.4.4	Setup de Saadatmanesh et al. (1997)	19
2.4.5	Setup de Byrak e Sheikh (1997)	20
2.4.6	Setup de Jaradat et al. (1998).....	21
2.4.7	Setup de Xiao et al. (1999).....	22

2.4.8	Setup de Lu et al. (1999)	23
2.4.9	Setup de Mo e Hwang (1999).....	26
2.4.10	Setup de Miyauchi et al. (2000)	27
2.4.11	Setup de Yao et al. (2001)	28
2.4.12	Setup de Qiu et al. (2002).....	29
2.4.13	Setup de Orozco e Ashford (2002).....	31
2.4.14	Setup de Xiao e Esmaeily (2002)	33
2.4.15	Setup do Laboratório de Estrutura de USC	36
2.4.16	Setup de Cheng et al. (2003)	39
2.4.17	Setup de Matamoros e Sozen (2003).....	39
2.4.18	Setup de Xiao & Wu (2003).....	42
2.4.19	Setup de Wu et al. (2003)	44
2.4.20	Setup de Lee et al. (2003).....	46
2.4.21	Setup de Abdullah e Takiguchi. (2003).....	47
2.4.22	Setup de Ho e Pam (2003).....	49
2.4.23	Setup de Saatcioglu e Yalcin (2003)	51
2.4.24	Setup de Melek et al. (2003).....	53
2.4.25	Setup de Pavese et al. (2004).....	55
2.4.26	Setup de Mo et al. (2004)	56
2.4.27	Setup de Chang et al. (2004)	57
2.4.28	Setup de Xiao et al. (2004).....	60
2.4.29	Setup da Universidade de Canterbury	61
2.4.30	Setup de Chun e Park	64
2.4.31	Setup de Li e Chang	65
2.4.32	Setup de Lukkunaprasit e Sittipunt (2003).....	66
2.4.33	Setup de Ensaio usado por Stapleton (2004).....	67
2.4.34	Setup de Ensaio usado por Júlio (2001)	67
2.4.35	Setup de Ensaio do Laboratório de Estruturas Pesadas da UNL.....	70
2.4.36	Setup de Ensaio usado por Mirmiran et al. (1998).....	71

2.5	Apreciação Geral	72
2.6	Configuração de Ensaio Adoptada.....	75
Capítulo 3	Reforço de Pilares de Betão Armado	77
3.1	Introdução	77
3.2	Reforço Passivo	79
3.2.1	Reforço por Encamisamento de Betão.....	79
3.2.1.1	Avaliação da Capacidade Resistente de Flexão e de Corte.....	81
3.2.1.2	Avaliação da Ductilidade	82
3.2.2	Reforço por Encamisamento Metálico.....	84
3.2.2.1	Tecnologia e Preparação das Superfícies	86
3.2.2.2	Avaliação da Capacidade Resistente de Flexão e de Corte.....	90
3.2.2.3	Avaliação da Ductilidade	91
3.2.3	Reforço por Colagem de Chapas de Aço	91
3.2.3.1	Avaliação da Capacidade Resistente de Flexão e de Corte.....	93
3.2.3.2	Avaliação da Ductilidade	94
3.2.4	Reforço por Cintagens com Elementos Metálicos	95
3.2.4.1	Avaliação da Capacidade Resistente de Flexão e de Corte.....	97
3.2.4.2	Avaliação da Ductilidade	97
3.2.5	Reforço por Utilização de Elementos Compósitos	98
3.2.5.1	Sistemas FRP.....	99
3.2.5.2	Reforço pela Aplicação de Sistemas FRP	100
3.2.5.3	Reforço pela Aplicação de Laminados Compósitos perto da Superfície de Recobrimento (Near Surface Mounted – NSM)	103
3.2.6	Reforço por Utilização de Elementos Metálicos e Compósitos.....	106
3.3	Reforço Activo com Pré-esforço Transversal	107
3.3.1	Reforço de Pilares com Cordões de Aço Pré-esforçados.....	107
3.3.2	Reforço de Pilares com Cintas Metálicas Pré-esforçadas	109
3.4	Exemplos de Casos Práticos	110
3.4.1	Reforço Estrutural de um Edifício	110
3.4.2	Reforço Estrutural das Fundações e Pilares	113
3.4.3	Reforço Estrutural de Pilares após Incêndio	118

3.4.4	Reforço de um Pilar por Encamisamento GFRP	121
3.4.5	Reforço de Pilares por Encamisamento de Betão.....	125
3.5	Apreciação Geral.....	127
Capítulo 4	Modelação Numérica	129
4.1	Introdução	129
4.2	Resposta Monotónica	131
4.2.1	Aço	131
4.2.1.1	Modelo Multilinear.....	132
4.2.2	Betão.....	132
4.2.2.1	Modelo de Mander et al.....	133
4.3	Resposta Histerética	135
4.3.1	Aço	136
4.3.1.1	Modelo de Giuffrè-Menegotto-Pinto.....	136
4.3.2	Betão.....	140
4.3.2.1	Modelo de Mander et al.....	140
4.4	Programa PNL.....	144
4.4.1	Descrição do Modelo.....	146
4.4.2	Matriz de Rigidez do Elemento de Barra	156
4.4.3	Comprimento da Rótula Plástica	157
4.5	Programa Seismostruct.....	159
4.5.1	Introdução ao Programa	159
4.5.2	Parâmetros de Modelação Adoptados	164
4.6	Comentários Finais.....	167
Capítulo 5	Ensaaios Experimentais.....	169
5.1	Introdução	169
5.2	Modelos.....	170
5.2.1	Descrição dos Modelos.....	171
5.3	Instrumentação das Armaduras	174

5.3.1	Extensómetros	174
5.3.1.1	Características dos Extensómetros Eléctricos Usados	174
5.3.2	Colagem e Protecção dos Extensómetros	177
5.4	Fabrico dos Provetes	185
5.5	Ensaio de Caracterização dos Materiais	192
5.5.1	Ensaio Realizados.....	192
5.5.1.1	Caracterização do Betão	192
5.5.1.2	Caracterização do Aço.....	195
5.6	Setup de Ensaio	196
5.6.1	Objectivos	196
5.6.2	Descrição do Setup.....	197
5.6.3	Avaliação do Atrito entre as Placas de Deslizamento.....	202
5.6.4	Identificação de Dificuldades.....	205
5.7	Instrumentação	206
5.7.1	LVDT	206
5.7.2	Extensómetros.....	207
5.8	Sistema de Aquisição e Controlo	208
5.9	Ensaio Cíclico dos Provetes.....	208
5.9.1	Ensaio PA1-N1-E1.....	209
5.9.1.1	Resultados do Ensaio PA1-N1-E1.....	210
5.9.2	Ensaio PA1-N2-E1.....	213
5.9.2.1	Resultados do Ensaio PA1-N2-E1.....	214
5.9.3	Ensaio PA1-N3-E1.....	217
5.9.3.1	Resultados do Ensaio PA1-N3-E1.....	218
5.10	Ensaio Cíclico dos Pilares Reforçados e Descrição das Técnicas de Reforço Aplicado aos Pilares Ensaiaados	221
5.10.1	Filosofia de Reforço.....	221
5.10.1.1	Critério de Dimensionamento segundo Priestley et al. (1996).....	223
5.10.1.2	Dimensionamento do Reforço com Encamisamento CFRP do Proвете PA1-N1 segundo Priestley et al. (1996).....	225

5.10.2	Ensaio PA1-N1-R1 – Reforço com Mantas de Fibras de Carbono (Encamisamento CFRP).....	227
5.10.2.1	Delimitação da Zona de Reparação	228
5.10.2.2	Remoção do Betão Degradado	229
5.10.2.3	Saneamento da Armadura Longitudinal	231
5.10.2.4	Aplicação da Cofragem e Betonagem	234
5.10.2.5	Reforço com Mantas de Fibras de Carbono	237
5.10.2.6	Resultados do Ensaio PA1-N1-R1	246
5.10.3	Ensaio PA1-N1-R2 – Reparação com Microbetão e Empalme de Armaduras	249
5.10.3.1	Resultados do Ensaio PA1-N1-R2	251
5.10.4	Ensaio PA1-N1-R3 – Reparação com Microbetão e Armaduras Soldadas	253
5.10.4.1	Resultados do Ensaio PA1-N1-R3	256
5.10.5	Ensaio PA1-N2-R1 – Reforço com Cintas Metálicas	258
5.10.5.1	Critério de Dimensionamento.....	258
5.10.5.2	Resultados do Ensaio PA1-N2-R1	262
5.10.6	Ensaio PA1-N3-R1 – Reforço com Cintas Metálicas e Cantoneiras nos Cantos....	265
5.10.6.1	Resultados do Ensaio PA1-N3-R1	269
5.10.7	Ensaio PA1-N4-R1 – Reforço com Mantas de Fibra de Carbono Sem Pré-danificação	273
5.10.7.1	Resultados do Ensaio PA1-N4-R1	276
5.11	Apreciação Geral.....	279

Capítulo 6 Análise dos Resultados.....281

6.1	Introdução	281
6.2	Critérios Estabelecidos para Avaliação dos Resultados Experimentais....	281
6.2.1	Índices de Dano	281
6.2.1.1	Ductilidade	282
6.2.1.2	Índice de Energia.....	283
6.2.1.3	Índice de Dano de Park e Ang.....	283
6.2.2	Drift	285
6.2.3	Critério de Rotura	286
6.3	Comportamento dos Modelos Ensaçados	287
6.3.1	Modelos Não Reforçados	287

6.3.1.1	Simulação Numérica dos Ensaios	293
6.3.2	Modelos Reforçados Com Encamisamento CFRP	300
6.3.3	Modelos Reforçados Com Cintas Metálicas	305
6.4	Análise dos Resultados Experimentais	308
6.4.1	Energia Dissipada	312
6.4.2	Índice de Energia	328
6.4.3	Índice de Dano	330
6.5	Apreciação Geral	333
Capítulo 7	Conclusões e Recomendações.....	335
7.1	Conclusões Finais	335
7.2	Sugestões para Desenvolvimentos Futuros.....	339
	Referências Bibliográficas.....	341

ÍNDICE DE FIGURAS

CAPÍTULO 2 - CONFIGURAÇÕES DE ENSAIO (“*SETUP’S*”)

Figura 2.1 - Condições de aplicação de carga axial.	8
Figura 2.2 - Efeito P-delta nos setups convencionais.....	9
Figura 2.3 - Efeitos P- Δ nos setups convencionais e modificados, tal como discutido por Mander et al. (1999).	10
Figura 2.4 - Modificações no setup de ensaio proposto por Mander et al. (1999) para aplicação da carga axial.....	11
Figura 2.5 - Efeito P- Δ	12
Figura 2.6 - Setup de carregamento idealizado por Park et al. (1990) para o carregamento directo nos seus ensaios de simulação de carga sísmica em pilares de betão pré-esforçado.	16
Figura 2.7 - Setup de ensaio usado por Kim (1990).....	17
Figura 2.8 - Setup de ensaio utilizado por Xiao e Ma (1997).	18
Figura 2.9 - Setup de ensaio (Saadatmanesh et al., 1997).....	19
Figura 2.10 - Setup esquemático de Byrak e Sheikh (1997) para a aplicação do carregamento axial directo.....	20
Figura 2.11 - Setup de ensaio cíclico usado por Jaradat et al. (1998).	21
Figura 2.12 - Setup de ensaio (Xiao et al., 1999).....	23
Figura 2.13 - Setup de ensaio (Lu et al., 1999).	24
Figura 2.14 - Instrumentação nos provetes de ensaio (Lu et al., 1999).....	25
Figura 2.15 - Setup de ensaio usado por Mo e Hwang (1999).....	26
Figura 2.16 - Detalhes de setup de ensaio (Miyachi et al., 2000).	27
Figura 2.17 - Setup de ensaio (Yao et al. 2001).....	28
Figura 2.18 - Setup de ensaio (Qiu et al., 2002).....	31

Figura 2.19 - Setup de ensaios rápidos e lentos (Orozco e Ashford, 2002).	32
Figura 2.20 - Instrumentação do provete (Orozco e Ashford, 2002).	32
Figura 2.21 - Setup de ensaio dos pilares 1, 3, 4, 5 e 6 (Xiao e Esmaily, 2002).	33
Figura 2.22 - Setup de ensaio e configuração para o pilar 2 (Xiao e Esmaily, 2002). ..	34
Figura 2.23 - Condições de carregamento dos provetes 1, 3, 4, 5, e 6.	34
Figura 2.24 - Condições de carregamento para o provete 2.	35
Figura 2.25 - Localização dos extensómetros e dos potenciómetros lineares nos provetes.	36
Figura 2.26 - Esboço do setup de ensaio para aplicação da força lateral (deslocamento) e uma carga axial constante, proporcionalmente variável, ou não proporcionalmente variável.	37
Figura 2.27 - Sistema de alavanca para carregamento axial.	38
Figura 2.28 - Esboço de setup de ensaio para aplicação de carga axial proporcional à carga lateral cíclica.	38
Figura 2.29 - Setup de ensaio usado por Cheng et al. (2003).	39
Figura 2.30 - Configuração de ensaio (Matamoros e Sozen, 2003).	40
Figura 2.31 - Localização dos extensómetros (Matamoros e Sozen, 2003).	40
Figura 2.32 - Estações de medição usando comparadores eléctricos de deslocamentos (Matamoros e Sozen, 2003).	41
Figura 2.33 - História de deslocamentos (Matamoros e Sozen, 2003).	42
Figura 2.34 - Setup de ensaio usado por Xiao et al. (2003).	43
Figura 2.35 - Condições de carregamento no setup de ensaio usado por Xiao et al. (2003).	43
Figura 2.36 - Provede de ensaio (Wu et al., 2003).	44
Figura 2.37 - Esquema do setup de ensaio (Wu et al., 2003).	44
Figura 2.38 - Detalhes do provede de ensaio (Wu et al., 2003).	45
Figura 2.39 - Detalhes do reforço (Wu et al., 2003).	45
Figura 2.40 - Setup de ensaio (Lee et al., 2003).	46
Figura 2.41 - Lei de deslocamentos (Lee et al., 2003).	47

Figura 2.42 - Setup de ensaio (Abdullah e Takiguchi, 2003).	48
Figura 2.43 - Condições de carregamento.....	48
Figura 2.44 - História de carregamento (Abdullah e Takiguchi, 2003).	49
Figura 2.45 - Setup de ensaio usado por Ho e Pam (2003).....	50
Figura 2.46 - Perspectiva e aplicação de carregamento nos provetes de ensaio (Ho e Pam, 2003).....	51
Figura 2.47 - Setup de ensaio (Saatcioglu e Yalcin, 2003).....	52
Figura 2.48 - Setup de ensaio usado por Melek et al. (2003).....	53
Figura 2.49 - Esquema do controlo do actuador (Melek et al., 2003).....	54
Figura 2.50 - (a) Setup de ensaio e (b) Arranjos dos transdutores no provete de ensaio (Pavese et al., 2004).....	56
Figura 2.51 - Setup de ensaio usado por Mo et al. (2004).	57
Figura 2.52 (a) - Setup de ensaio de pilares de betão armado de ponte (Chang et al., 2004).....	58
Figura 2.53 - Correção da força lateral (Chang et al., 2004).....	60
Figura 2.54 - Setup de ensaio (Xiao et al., 2004).....	61
Figura 2.55 - Setup de carregamento directo usado na Universidade de Canterbury.	62
Figura 2.56 - Instrumentação do provete (Priestley et al., 1989).....	63
Figura 2.57 - Assimetria nas rótulas plásticas do provete ensaiado (Priestley et al., 1989).	63
Figura 2.58 - Setup de ensaio usado por Chun e Park.....	64
Figura 2.59 - Setup de ensaio usado por Li e Chang.....	65
Figura 2.60 - Setup de ensaio usado por Lukkunaprasit e Sittipunt (2003).	66
Figura 2.61 - Setup de ensaio usado por Stapleton (2004).....	67
Figura 2.62 - Setup de ensaio usado por Júlio (2001).....	69
Figura 2.63 - História de deslocamentos (Júlio, 2001).	69
Figura 2.64 - Setup de ensaio usado por Chastre Rodrigues (2005).	71
Figura 2.65 - Setup de ensaio para pilares híbridos sujeitos a carregamentos de flexão axial (Mirmiran et al., 1998).....	72

Figura 2.66 - Setup de ensaio usado no LESE – FEUP.	76
--	----

CAPÍTULO 3 - REFORÇO DE PILARES DE BETÃO ARMADO

Figura 3.1 - Representação esquemática e execução do encamisamento de betão armado (Ishibashi e Tsuyoshi, 2004).....	81
Figura 3.2 - Representação esquemática e execução do encamisamento de betão armado (Costa et al., 2001).....	81
Figura 3.3 - Exemplo de encamisamento metálico (Aboutaha et al., 1999).	85
Figura 3.4 - Detalhes do encamisamento metálico com parafusos enrijecedores.	85
Figura 3.5 - Pilar de secção rectangular confinado por encamisamento rectangular (Costa et al., 2005).....	86
Figura 3.6 - Procedimentos da execução do encamisamento metálico (Cardoso 2003).	87
Figura 3.7 - Encamisamento metálico elíptico utilizado em investigações experimentais realizados por Priestley et al. (1994).	88
Figura 3.8 - Secção rectangular confinado por encamisamento rectangular (Priestley et al., 1994).	88
Figura 3.9 - Representação esquemática do método de encamisamento metálico (Ishibashi e Tsuyoshi, 2004).....	89
Figura 3.10 - Juntas mecânicas no encamisamento metálico (Ishibashi e Tsuyoshi, 2004).	89
Figura 3.11 - Novos métodos de ligação para encamisamentos metálicos (Matsumoto et al., 2000).	90
Figura 3.12 - Esboço esquemático do método de face simples (Ishibashi e Tsuyoshi, 2004).	92
Figura 3.13 - Faseamento de execução do método “single-face method” (Ishibashi e Tsuyoshi, 2004).	93
Figura 3.14 - Reforço por cintagem com elementos metálicos (Ishibashi e Tsuyoshi, 2004).	95

Figura 3.15 - Representação esquemática do reforço por cintagem com elementos metálicos (Ishibashi e Tsuyoshi, 2004).	96
Figura 3.16 - Procedimentos de execução de reforço com elementos metálicos (Ishibashi e Tsuyoshi, 2004).	96
Figura 3.17 - Aplicação do sistema de mantas de fibras de carbono	102
Figura 3.18 - Aplicação do sistema NSM (Ferreira, 2001).	105
Figura 3.19 - Abertura das ranhuras (Ferreira, 2001).	106
Figura 3.20 - Abertura dos furos de fixação dos laminados à sapata (Ferreira, 2001).	106
Figura 3.21 - Limpeza dos furos de fixação à sapata (Ferreira, 2001).	106
Figura 3.22 - Fixação dos laminados a um elemento de pilar (Ferreira, 2001).	106
Figura 3.23 - Aplicação da argamassa epóxida nos furos de fixação à sapata (Ferreira, 2001).	106
Figura 3.24 - Reforço ao corte de um pilar circular (Saatcioglu et al., 2000).	108
Figura 3.25 - Reforço ao corte e confinamento de um pilar quadrado (Saatcioglu et al., 2000).	109
Figura 3.26 - Reforço ao corte e confinamento de um pilar quadrado (Saatcioglu et al., 2000).	109
Figura 3.27 - Pilar colapsado (Costa et al., 2003).	111
Figura 3.28 - Armadura num pilar (Costa et al., 2003).	111
Figura 3.29 - Colocação de cantoneiras em pilares (Costa et al., 2003).	112
Figura 3.30 - Preparação para acabamento do pilar (Costa et al., 2003).	112
Figura 3.31 - Reforço de pilar (Costa et al., 2003).	113
Figura 3.32 - Aumento da secção do pilar (Costa et al., 2003).	113
Figura 3.33 - Planta do reforço a executar (Costa et al., 2001).	114
Figura 3.34 - Corte da cintagem a executar (Costa et al., 2001).	115
Figura 3.35 - Pormenor de pilares de junta e reforço da armadura (Costa et al., 2001).	115
Figura 3.36 - Sapata existente (Costa et al., 2001).	116
Figura 3.37 - Sondagem e execução das micro-estacas (Costa et al., 2001).	116
Figura 3.38 - Micro-estacas a atravessar a fundação existente (Costa et al., 2001).	117

Figura 3.39 - Execução da ligação das micro-estacas à nova sapata e ao pilar (Costa et al., 2001).	117
Figura 3.40 - Novas sapatas e do pilar reforçado (Costa et al., 2001).....	117
Figura 3.41 - Reforço de pilares (Costa et al., 2001).	118
Figura 3.42 - Reforço de pilares – Pormenor de escoramento (Costa et al., 2001).....	118
Figura 3.43 - Edifício objecto de estudo (Costa e Paupério, 2005).....	118
Figura 3.44 - Pilar danificado no inferior da rampa de acesso da cave (Costa e Paupério, 2005).	119
Figura 3.45 - Pilar danificado a meio da rampa (Costa e Paupério, 2005).....	119
Figura 3.46 - Reforço do pilar – alçado (Costa e Paupério, 2005).....	120
Figura 3.47 - Reforço do pilar – planta (Costa e Paupério, 2005).....	120
Figura 3.48 - Reforço do pilar – parte inferior da rampa (Costa e Paupério, 2005).....	121
Figura 3.49 - Reforço do pilar – meio da rampa (Costa e Paupério, 2005).....	121
Figura 3.50 - Vista parcial do edifício (Costa et al., 2003).	121
Figura 3.51 - Fissuração em pilar (Costa et al., 2003).	122
Figura 3.52 - Pormenor da fissura (Costa et al., 2003).	122
Figura 3.53 - Confinamento do pilar com camada de tecido (Costa et al., 2003).	123
Figura 3.54 - Pormenor do arco na fachada (Costa et al., 2003).....	123
Figura 3.55 - Aplicação das cintas exteriores (Costa et al., 2003).	124
Figura 3.56 - Reforço da fixação e impregnação (Costa et al., 2003).	124
Figura 3.57 - Confinamento contínuo com uma camada de tecido (Costa et al., 2003).	124
Figura 3.58 - Acabamento final e pintura (Costa et al., 2003).	124
Figura 3.59 - Fachada do edifício (Costa et al., 2003).	125
Figura 3.60 - Pormenor de um dos pilares (Costa et al., 2003).....	125
Figura 3.61 - Reforço de pilar (Costa et al., 2003).....	126
Figura 3.62 - Reforço de pilar (Costa et al., 2003).....	126

CAPÍTULO 4 - MODELAÇÃO NUMÉRICA

Figura 4.1 - Curvas características de tensão-extensão de aço duro (esquerda) e aço macio (direita).	131
Figura 4.2 - Curvas características multilinear da relação tensão-extensão usados para modelar o comportamento material do aço.	132
Figura 4.3 - Modelo da curva tensão-extensão do betão confinado e não confinado proposto por Mander et al. (1988).	135
Figura 4.4 - Diagrama tensões-extensões do aço para carregamento cíclico.	137
Figura 4.5 - Efeito de Bauschinger na resposta histerética do aço.	138
Figura 4.6 - Modelo histerético bilinear simples do aço.	139
Figura 4.7 - Curva histerética trilinear de Shibata para o aço (1982).	140
Figura 4.8 - Diagramas tensão-extensão do modelo de Mander et al.: A- Ramo descendente, determinação de ε_{pl} a partir de ε_a ; B- Deterioração da tensão de tracção devido ao carregamento em compressão; C- Andamento dos ramos de carga após descarga.	141
Figura 4.9 - Parâmetros de identificação da curva base trilinear para um sentido genérico.	146
Figura 4.10 - Curva base trilinear para os dois sentidos.	147
Figura 4.11 - Regras de histerese do modelo implementado.	148
Figura 4.12 - Inversão do carregamento (descarga).	149
Figura 4.13 - Inversão do sinal na força generalizada (recarga).	150
Figura 4.14 - Recarga com degradação de resistência.	151
Figura 4.15 - Consideração do efeito de “pinching” no programa PNL.	152
Figura 4.16 - Modelo de fibras. Discretização dos elementos e das secções no programa PNL.	154
Figura 4.17 - Elemento de barra com seis graus de liberdade.	156
Figura 4.18 - Elemento de barra como associação de três subelementos.	156
Figura 4.19 - Comprimento das rótulas plásticas.	157

Figura 4.20 - Distribuição teórica e real das rotações para a rótula plástica no programa PNL.....	158
Figura 4.21 - Sistema local de referência de coordenadas (Seismostruct, 2003).	160
Figura 4.22 - Discretização de uma secção de betão armado em fibras (Seismostruct, 2003).	162
Figura 4.23 - Localização dos pontos de integração de Gauss num elemento (Seismostruct, 2003).	163
Figura 4.24 - Modelo de aço de Menegotto-Pinto (1973) usado no Seismostruct (2003).	163
Figura 4.25 - Modelo de betão de Mander et al. (1988) usado no Seismostruct (2003).	164

CAPÍTULO 5 - ENSAIOS EXPERIMENTAIS

Figura 5.1 - Vista frontal do pórtico “ICONS” (Carvalho et al., 1999).	170
Figura 5.2 - Detalhes da armadura dos pilares do pórtico “ICONS” (Carvalho et al., 1999).	171
Figura 5.3 - Pormenores da armadura do modelo PA1 (dimensões em <i>m</i>).	172
Figura 5.4 - Pormenores da armadura do modelo PA2 (dimensões em <i>m</i>).	173
Figura 5.5 - Aspecto básico de um extensómetro eléctrico.	175
Figura 5.6 - Instrumentação da armadura longitudinal dos modelos PA1.	176
Figura 5.7 - Instrumentação da armadura longitudinal dos modelos PA1 (Perspectiva).	176
Figura 5.8 - Utilização da lixa grossa (Nº300) e limpeza com gaze (apenas num sentido).	177
Figura 5.9 - Com o condicionador passar a lixa mais fina (Nº.400).	177
Figura 5.10 - Aspecto das regiões preparadas.	177
Figura 5.11 - Marcação do ponto para a colagem do extensómetro.	177

Figura 5.12 - Limpeza da superfície.....	178
Figura 5.13 - Colagem do extensómetro e do terminal sobre a fita adesiva.	178
Figura 5.14 - Aplicação do líquido para melhorar a aderência.	179
Figura 5.15 - Colocação de duas gotas de cola.	179
Figura 5.16 - Colagem do extensómetro (pressão por cerca de 1 minuto com o dedo).	180
Figura 5.17 - Remoção da fita-adesiva com ajuda do solvente para facilitar a remoção da fita (à esquerda) e o aspecto final à direita.	180
Figura 5.18 - Soldadura.....	181
Figura 5.19 - Aspecto final depois da soldadura dos fios do cabo aos terminais dos extensómetros.	181
Figura 5.20 - Protecção com verniz.	181
Figura 5.21 - Leitura da resistência do extensómetro.	182
Figura 5.22 - Pormenor da colocação da sonda nos terminais.	182
Figura 5.23 - Aplicação da protecção com fita de borracha.....	183
Figura 5.24 - Aspecto depois da colocação do selante.....	183
Figura 5.25 - Aplicação do neoprene para protecção mecânica (apenas na área sobre o extensómetro).	183
Figura 5.26 - Aplicação da protecção com fita de alumínio.	184
Figura 5.27 - Aplicação da protecção com rede metálica.	184
Figura 5.28 - Vista geral das armaduras já instrumentadas dos modelos no LESE.	185
Figura 5.29 - Vista geral da preparação da cofragem para as sapatas dos dois modelos.	186
Figura 5.30 - Transporte das armaduras de um dos modelos (PA2).	186
Figura 5.31 - Armaduras dos modelos nas cofragens.	187
Figura 5.32 - Betonagem e vibração do betão nas sapatas.....	187
Figura 5.33 - Pormenor da vibração dos provetes cúbicos de betão.	187
Figura 5.34 - Aspecto geral após a betonagem das sapatas.	187
Figura 5.35 - Pormenor (após a betonagem das sapatas).	188

Figura 5.36 - Provetes cúbicos de betão de enchimento das sapatas.....	188
Figura 5.37 - Vista geral dos modelos executados.....	188
Figura 5.38 - Vista de cima após a betonagem do pilar.	188
Figura 5.39 - Vista geral da armadura dos quatro provetes com cofragem de sapata... ..	189
Figura 5.40 - Humidificação da armadura.....	189
Figura 5.41 - Betonagem das sapatas.	189
Figura 5.42 - Vibração do betão.....	189
Figura 5.43 - Aspecto pormenorizado da secção de ligação pilar/sapata após a betonagem.....	190
Figura 5.44 - Cofragem dos pilares e rega da armadura antes da betonagem.....	190
Figura 5.45 - Betonagem dos pilares em condições normais de obra.	190
Figura 5.46 - Vibração do betão.....	190
Figura 5.47 - Aspecto do topo do pilar após a betonagem.	191
Figura 5.48 - Provete cúbico de betão devidamente referenciados.....	191
Figura 5.49 - Vista geral da máquina utilizada para ensaios de compressão de provetes cúbicos de betão no LABEST.....	193
Figura 5.50 - Modo de rotura dos provetes (esquerda); à direita: aspecto dos provetes antes do ensaio (em cima) e a boa aparência do betão após a rotura dos cubos (em baixo).....	194
Figura 5.51 - Vista geral da máquina de ensaio de tracção dos varões no LEMC.....	195
Figura 5.52 - Setup de ensaio.	197
Figura 5.53 - Vista geral do setup de ensaio no LESE.....	198
Figura 5.54 - Peças utilizadas para bloquear a rotação do pórtico vertical.	199
Figura 5.55 - Dispositivo usado para aplicação da carga axial.	200
Figura 5.56 - Macaco hidráulico para aplicação do pré-esforço.	202
Figura 5.57 - Mesa especialmente concebida para aplicação do pré-esforço.....	202
Figura 5.58 - Sistema de aplicação da carga axial (placas de deslizamento) e pormenor da rótula de ligação entre o actuador vertical e a placa superior (a esquerda).....	203

Figura 5.59 - Relação entre a força axial e a força de atrito.	205
Figura 5.60 - Pormenor de um LVDT.....	206
Figura 5.61 - Localização dos LVDTs no modelo PA1.....	207
Figura 5.62 - História de deslocamentos aplicado aos provetes ensaiados.....	209
Figura 5.63 - Lei da variação da carga axial.	210
Figura 5.64 - Vista do pilar no início (esquerda) e no final (direita) do ensaio.	211
Figura 5.65 - Evolução do dano durante o ensaio PA1-N1-E1.....	212
Figura 5.66 - Resposta histerética do provete PA1-N1.....	213
Figura 5.67 - História de deslocamentos aplicado no ensaio PA1-N2-E1.	214
Figura 5.68 - Vista do pilar no início (esquerda) e no final (direita) do ensaio.	215
Figura 5.69 - Evolução do dano durante o ensaio PA1-N2-E1.....	216
Figura 5.70 - Resposta cíclica do ensaio PA1-N2-E1.....	217
Figura 5.71 - História de deslocamentos aplicada no ensaio PA1-N3-E1.	218
Figura 5.72 - Vista do pilar no início (esquerda) e no final (direita) do ensaio.	219
Figura 5.73 - Evolução do dano durante ensaio PA1-N3-E1.....	220
Figura 5.74 - Resposta cíclica do ensaio PA1-N3-E1.....	221
Figura 5.75 - Vista geral do provete PA1-N1 antes da reparação e reforço.....	228
Figura 5.76 - Aspecto da zona danificada após os ensaios cíclicos.	228
Figura 5.77 - Vista das armaduras longitudinais encurvadas e rompidas.	229
Figura 5.78 - Zona delimitada e início do corte.	229
Figura 5.79 - Início da remoção do betão destacado com auxílio de um martelo eléctrico.	230
Figura 5.80 - Remoção total do betão fissurado e destacado da zona delimitada.	230
Figura 5.81 - Aspecto final depois da remoção do betão destacado e a posição dos negativos para a betonagem.....	230
Figura 5.82 - Corte das armaduras longitudinais de canto para o alinhamento e empalme.	232
Figura 5.83 - Furação para a armadura de reforço.	232

Figura 5.84 - Dobragem dos varões.	233
Figura 5.85 - Colocação das armaduras de reforço e alinhamento dos varões.....	233
Figura 5.86 - Reposição do estribo e sua ligação aos varões de reforço.	233
Figura 5.87 - Pormenor do empalme.	233
Figura 5.88 - Aspecto final das armaduras depois da execução do empalme.	234
Figura 5.89 - Injecção da resina para a selagem dos varões de reforço na sapata.....	234
Figura 5.90 - Humidificação das superfícies para a betonagem.....	235
Figura 5.91 - Colocação da cofragem assegurando a verticalidade.	235
Figura 5.92 - Selagem das juntas com betume de pedra.	235
Figura 5.93 - Preparação da mistura (Microbetão).....	235
Figura 5.94 - Mistura do microbetão.....	236
Figura 5.95 - Execução da betonagem.	236
Figura 5.96 - Enchimento do provete cúbico.	236
Figura 5.97 - Provete cúbico de microbetão.....	236
Figura 5.98 - Aspecto final após a betonagem.	237
Figura 5.99 - Selagem dos negativos que auxiliaram a betonagem (24 horas depois)..	237
Figura 5.100 - Cofragem usada.	238
Figura 5.101 - Remoção da cofragem.	238
Figura 5.102 - Remoção da selagem por picagem.	239
Figura 5.103 - A mó utilizada na preparação da superfície.....	239
Figura 5.104 - Preparação da superfície.....	239
Figura 5.105 - Arredondamento (boleamento) das arestas.....	239
Figura 5.106 - Limpeza da zona preparada com aspirador.	240
Figura 5.107 - Aspecto final da zona preparada após a limpeza.	240
Figura 5.108 - Mistura da resina primária.	240
Figura 5.109 - Aplicação da resina primária.	240
Figura 5.110 - Aspecto final após a aplicação da resina primária.....	241

Figura 5.111 - Rolo da manta de fibra de carbono unidirecionais (MBrace).....	241
Figura 5.112 - Medição e corte da manta.....	242
Figura 5.113 - Aspecto do saturante antes da mistura com catalizador.	242
Figura 5.114 - Recipiente contendo catalizador.....	243
Figura 5.115 - Adição da resina saturante ao catalizador.	243
Figura 5.116 - Mistura da resina saturante e catalizador.....	243
Figura 5.117 - Aplicação da resina saturante.	243
Figura 5.118 - Aspecto final após a aplicação do saturante.	244
Figura 5.119 - Aplicação da primeira camada de manta de fibra de carbono.....	244
Figura 5.120 - Aplicação da primeira camada: cuidados em manter a manta esticada.	244
Figura 5.121 - Finalização da aplicação da primeira camada, salientando-se a sobreposição de 20 <i>cm</i>	244
Figura 5.122 - Início da aplicação da primeira camada superior da manta na face oposta ao início da camada inferior.	245
Figura 5.123 - Pormenor de aplicação: esticamento da manta.....	245
Figura 5.124 - “Pintura” de acabamento depois da aplicação das três camadas.	245
Figura 5.125 - Aspecto final do encamisamento com mantas de fibra de carbono.....	245
Figura 5.126 - História de deslocamentos aplicada no ensaio PA1-N1-R1.	247
Figura 5.127 - Vista do pilar no início (esquerda) e no final (direita) do ensaio.	247
Figura 5.128 - Evolução do dano durante o ensaio PA1-N1-R1.....	248
Figura 5.129 - Resposta do provete PA1-N1 após o primeiro reforço com encamisamento CFRP.	249
Figura 5.130 - História de deslocamentos aplicada no ensaio PA1-N1-R2.	250
Figura 5.131 - Vista do pilar no início (esquerda) e no final (direita) do ensaio.	251
Figura 5.132 - Evolução dos danos do ensaio PA1-N1-R2.....	252
Figura 5.133 - Resposta cíclica do provete PA1-N1 após o segundo reforço.....	253
Figura 5.134 - Aspecto do provete PA1-N1, após a remoção total do betão degradado.	254

Figura 5.135 - Soldadura dos varões de empalme.....	254
Figura 5.136 - Pormenor dos varões de empalme soldados.	255
Figura 5.137 - História de deslocamentos aplicada no ensaio PA1-N1-R3.	255
Figura 5.138 - Vista do pilar no início (esquerda) e no final (direita) do ensaio.	256
Figura 5.139 - Evolução do dano durante o ensaio PA1-N1-R3.....	257
Figura 5.140 - Resposta cíclica do ensaio PA1-N1-R3.....	257
Figura 5.141 - Preparação da superfície para receber os elementos metálicos.	260
Figura 5.142 - Soldadura dos elementos metálicos em L para completar a cinta.	260
Figura 5.143 - Pontos de injeção após a soldadura das cintas metálicas.....	260
Figura 5.144 - Selagem das juntas para a injeção da resina.	260
Figura 5.145 - Pormenor dos pontos de injeção.	261
Figura 5.146 - Pistola e cartuchos de dois componentes para injeção.....	261
Figura 5.147 - Injeção da resina epóxida através dos pontos previamente marcados.	261
Figura 5.148 - Aspecto final após a injeção da resina epóxida.	261
Figura 5.149 - História de deslocamentos aplicada no ensaio PA1-N2-R1.	263
Figura 5.150 - Vista do pilar no início (esquerda) e no final (direita) do ensaio.	263
Figura 5.151 - Evolução dos danos no ensaio PA1-N2-R1.....	264
Figura 5.152 - Resposta cíclica do provete PA1-N2 após o reforço com cintas metálicas.	265
Figura 5.153 - Posicionamento e marcação das zonas a reforçar.....	266
Figura 5.154 - Preparação da superfície usando uma mó.....	266
Figura 5.155 - Aspecto final após a passagem da mó.	266
Figura 5.156 - Execução de rasgos para os pontos de injeção e para facilitar o enchimento da resina.	266
Figura 5.157 - Aspecto após a execução dos rasgos.	267
Figura 5.158 - Limpeza da superfície preparada com aspirador.	267
Figura 5.159 - Corte da cantoneira para permitir uma “folga” de 3 <i>cm</i> entre a sapata e o início dos perfis nos cantos.....	267

Figura 5.160 - Elementos metálicos “em L” utilizados no reforço.	267
Figura 5.161 - Soldadura da cantoneira aos elementos metálicos “em L”.	268
Figura 5.162 - Aspecto após a colocação dos elementos metálicos (vendo-se os rasgos efectuados para a injeção da resina).	268
Figura 5.163 - Pormenor de pontos de injeção após a selagem das juntas.	268
Figura 5.164 - Injeção da resina epóxida com uma pistola.	268
Figura 5.165 - Aspecto após a injeção da resina epóxida.	269
Figura 5.166 - Aspecto final do provete PA1-N3 após o reforço.	269
Figura 5.167 - História de deslocamentos aplicada no ensaio PA1-N3-R1.	270
Figura 5.168 - Vista do pilar no início (esquerda) e no final (direita) do ensaio.	271
Figura 5.169 - Evolução dos danos no ensaio PA1-N3-R1.	272
Figura 5.170 - Resposta cíclica do provete PA1-N3 após o reforço.	273
Figura 5.171 - Preparação da superfície.	274
Figura 5.172 - Limpeza da superfície.	274
Figura 5.173 - Aspecto da zona preparada após a limpeza.	275
Figura 5.174 - Aplicação da resina primária.	275
Figura 5.175 - Aplicação das mantas de fibra de carbono.	275
Figura 5.176 - Aspecto final do encamisamento.	275
Figura 5.177 - História de deslocamentos aplicada no ensaio PA1-N4-R1.	276
Figura 5.178 - Vista do pilar no início (esquerda) e no final (direita) do ensaio.	277
Figura 5.179 - Evolução dos danos no ensaio PA1-N4-R1.	278
Figura 5.180 - Resposta cíclica do provete PA1-N4 após o reforço com encamisamento CFRP.	278

CAPÍTULO 6 - ANÁLISE DOS RESULTADOS

Figura 6.1 - Critério de rotura segundo o EC 8 (definição de deslocamento último). ...	287
Figura 6.2 - Danos verificados no provete PA1-N2 nos ciclos de 20 mm.	288

Figura 6.3 - Danos verificados no final do ensaio PA1-N2-E1 (60 mm).	288
Figura 6.4 - Danos iniciais (Ensaio PA1-N1-E1).	289
Figura 6.5 - Aspecto após o pushover.	289
Figura 6.6 - Dano no provete PA1-N1, lado este.	289
Figura 6.7 - Dano no provete PA1-N1, lado norte.	289
Figura 6.8 - Danos iniciais (PA1-N3-E1).	290
Figura 6.9 - Danos finais (PA1-N3-E1).	290
Figura 6.10 - Relação entre os danos e os drift's (PA1-N2-E1).	291
Figura 6.11 - Evolução dos danos observados (Ensaio PA1-N2-E1).	292
Figura 6.12 - Rigidez inicial – fase elástica (Ensaio PA1-N2-E1).	293
Figura 6.13 - Rigidez inicial – fase elástica (Ensaio PA1-N3-E1).	294
Figura 6.14 - Comparação da resposta elástica inicial usando um modelo encastrado na base (PA1-N2-E1).	295
Figura 6.15 - Comparação da resposta elástica usando o modelo articulado e um troço subjacente elástico (PA1-N3-E1).	296
Figura 6.16 - Comparação da resposta experimental e numérica (PA1-N2-E1).	297
Figura 6.17 - Comparação da resposta experimental e numérica (PA1-N3-E1).	297
Figura 6.18 - Comparação das respostas experimentais e numéricas.	299
Figura 6.19 - Boa distribuição das fendas de flexão (Ensaio PA1-N1-R1).	300
Figura 6.20 - Eminente rotura do encamisamento CFRP (ensaio PA1-N1-R1).	301
Figura 6.21 - Rotura do encamisamento CFRP – ciclo de 70 mm (ensaio PA1-N1-R1).	301
Figura 6.22 - Danos observados no modelo PA1-N4-R1.	302
Figura 6.23 - Comparação das respostas experimentais (PA1-N2-E1 vs PA1-N1-R1).	303
Figura 6.24 - Comparação das respostas experimentais.	304
Figura 6.25 - Comparação das respostas experimentais (PA1-N2-E1 vs PA1-N2-R1).	306
Figura 6.26 - Comparação das respostas experimentais (PA1-N3-E1 vs PA1-N3-R1).	306
Figura 6.27 - Aspecto dos modelos reforçados depois dos ensaios.	307

Figura 6.28 - Concentração das fendas na interface sapata/pilar.	307
Figura 6.29 - Comparação dos resultados experimentais dos ensaios PA1-N1-E1 e PA1-N1-R1.	308
Figura 6.30 - Envolvente e determinação do deslocamento de cedência (proвете PA1-N2).	310
Figura 6.31 - Envolvente e determinação do deslocamento de cedência (proвете PA1-N3).	310
Figura 6.32 - Energia dissipada em cada semi-ciclo no ensaio PA1-N2-E1.	312
Figura 6.33 - Energia acumulada no ensaio PA1-N2-E1 (excluindo os ciclos menores que 5 mm).	313
Figura 6.34 - Energia dissipada em cada semi-ciclo no ensaio PA1-N3-E1.	314
Figura 6.35 - Energia acumulada no ensaio PA1-N3-E1.	315
Figura 6.36 - Energia dissipada nos semi-ciclos considerados no ensaio PA1-N1-E1.	316
Figura 6.37 - Energia acumulada no ensaio PA1-N1-E1.	317
Figura 6.38 - Energia dissipada nos semi-ciclos considerados no ensaio PA1-N1-R1.	318
Figura 6.39 - Energia acumulada no ensaio PA1-N1-R1 (excluindo os ciclos menores que 20 mm).	319
Figura 6.40 - Energia dissipada nos semi-ciclos considerados no ensaio PA1-N2-R1.	320
Figura 6.41 - Energia acumulada no ensaio PA1-N2-R1 (excluindo os ciclos menores que 5 mm).	321
Figura 6.42 - Energia dissipada em cada semi-ciclo no ensaio PA1-N3-R1.	322
Figura 6.43 - Energia acumulada no ensaio PA1-N3-R1.	323
Figura 6.44 - Energia dissipada em cada semi-ciclo no ensaio PA1-N4-R1.	324
Figura 6.45 - Energia acumulada no ensaio PA1-N4-R1.	325
Figura 6.46 - Média da energia dissipada nos ensaios dos provetes não reforçados.	326
Figura 6.47 - Média da energia dissipada nos ensaios dos provetes reforçados.	327
Figura 6.48 - Análise comparativa dos índices de dano de Park & Ang dos provetes ensaiados.	332

ÍNDICE DE QUADROS

CAPÍTULO 2 - CONFIGURAÇÕES DE ENSAIO (“*SETUP’S*”)

Quadro 2.1 - Resumo dos setups utilizados para a análise do comportamento de pilares em flexão e em corte.....	74
--	----

CAPÍTULO 5 - ENSAIOS EXPERIMENTAIS

Quadro 5.1 - Características principais dos extensómetros eléctricos utilizados nos ensaios.	175
Quadro 5.2 - Quantidade de extensómetros utilizados em cada provete.....	185
Quadro 5.3 - Resultados dos ensaios de compressão dos provetes cúbicos de betão ensaiados.....	194
Quadro 5.4 - Resultados do ensaio de tracção da armadura utilizada no fabrico dos provetes.....	196
Quadro 5.5 - Relação entre o esforço axial e a força de atrito.	204
Quadro 5.6 - Ensaios complementares para avaliação do atrito com esforço axial de 200 <i>kN</i>	204
Quadro 5.7 - Especificações técnicas dos LVDTs.	206

CAPÍTULO 6 - ANÁLISE DOS RESULTADOS

Quadro 6.1 - Resumo da ductilidade disponível em deslocamento dos provetes ensaiados.....	311
Quadro 6.2 - Resumo dos índices de energia.	328
Quadro 6.3 - Resumo dos índices de energia dos provetes reforçados.	329
Quadro 6.4 - Resumo dos índices de dano de Park e Ang dos provetes não reforçados.	330
Quadro 6.5 - Resumo dos índices de dano de Park e Ang dos pilares reforçados.	331
Quadro 6.6 - Índice de dano de Park e Ang (Park & Ang, 1985).	332

SIMBOLOGIA

MAIÚSCULAS LATINAS

A_g	área grossa
A_s	área da secção das armaduras de tracção
A_w	área da secção da armadura transversal num comprimento “ s_s ”
D	índice de dano
E	módulo de elasticidade
E_c	módulo de elasticidade do betão
E_r	módulo tangente ao ponto comum à curva de transição parabólica e à curva envolvente
E_{sp}	módulo de elasticidade pós-cedência
E_u	módulo de elasticidade inicial do ramo de descarga
F'_{max}	força generalizada máxima a atingir pelo ciclo presente
F_{max}	força generalizada máxima absoluta do ciclo anterior
F_y	força de cedência
G	módulo de distorção
H	distância entre a base do pilar (secção crítica) e o ponto de aplicação da carga horizontal, no caso de um pilar em consola
I_2, I_3	momentos de inércia em relação ao eixos locais (2) e (3)
J	constante de torção
K_1	rigidez após fissuração
K_2	rigidez após cedência
K_e	coeficiente da eficácia do confinamento, relacionando a área mínima do núcleo

	efectivamente confinado com a área nominal do núcleo em volta dos estribos
K_o	rigidez inicial
K_r	rigidez de recarga
L	comprimento do elemento
L_p	comprimento da rótula plástica
M	momento
M_d	momento de cálculo
M_o	momento de descompressão
M_{ryd}	capacidade de cedência em flexão
M_{ud}	capacidade de flexão
N_d	força axial de cálculo
P	carga axial medida aplicada através do par de tirantes pré-esforçados
PD	parâmetro de degradação de resistência (varia entre 0 e 1)
R	parâmetro que representa o desenvolvimento da curva
R_o	valor do parâmetro R durante o primeiro carregamento
V	esforço de corte
V_c	resistência ao corte devido o betão
V_r	resistência ao corte de placas de aço de reforço dado pela equação 5
V_s	resistência ao corte devido a armadura transversal
V_{yd}	capacidade de corte do pilar reforçado
V_{yd}	capacidade resiste de corte
V_{yd}	capacidade de corte

MINÚSCULAS LATINAS

a_1, a_2	parâmetros que traduzem propriedades dos materiais e deverão ser calibradas experimentalmente no modelo de Giuffrè-Menegotto-Pinto
b	largura da secção do pilar reforçado
b_w	largura da secção
c	profundidade do eixo neutro
d	altura efectiva
d_b	diâmetro dos varões da armadura longitudinal
d_c	deslocamento generalizado correspondente à fissuração
dE	incremento de energia histerética dissipada
d_f	deslocamento último do elemento sujeito a um carregamento monotónico
d_i	máximo deslocamento no ciclo i
d_{max}	deslocamento máximo do pilar
d_r	deslocamento generalizado correspondente a força nula
d_{ult}	deslocamento último do pilar
d_y	deslocamento generalizado correspondente à cedência
f'_{cc}	tensão de pico do betão confinado
f'_{ck}	resistência à compressão do betão
f'_{co}	resistência do betão
f'_l	tensão lateral de confinamento
f_m	tensão de descarga
f_m	tensão máxima
f_{re}	tensão do ponto comum à curva de transição parabólica e à curva envolvente
f_{ryd}	tensão de cedência de cálculo de corte das placas de aço de reforço

f_{ryd}	tensão de cálculo à tracção das placas de aço
f_t	tensão de tracção no ramo de descarga
f_{ult}	tensão última
f_{wyd}	tensão de cedência da armadura transversal
f_y	tensão de cedência da armadura
f_{yh}	tensão de cedência da armadura transversal
h	altura da secção do pilar reforçado
k	modificador considerando a espessura da placa
n	constante que depende dos valores experimentais
s_s	espaçamento da armadura transversal
t	espessura da placa de aço
t_j	espessura de encamisamento
t_w	espessura da placa de reforço
\bar{r}	força da célula de carga do actuador servo-hidráulico
x	relação entre a extensão do betão e a extensão de pico
z_w	largura da placa de reforço

MAIÚSCULAS GREGAS

$\{\Delta\}$	vector de deslocamento incremental
$\{\Delta F\}$	vector solicitação incremental
Δ	deslocamento
Δ_{dano}	deslocamento máximo registado antes de cada estado

MINÚSCULAS GREGAS

α	parâmetro que caracteriza a degradação da rigidez
β	constante não negativo
β	parâmetro para ter em consideração o efeito de “pinching” e “slipping”
β_d	modificador considerando efeito de escala
β_n	modificador considerando a tensão de cálculo
β_p	modificador considerando a quantidade da armadura longitudinal
γ	parâmetro que caracteriza a degradação da resistência de força cíclica
γ_b	factor de segurança do elemento
γ_i	factor de segurança estrutural
γ_s	factor de segurança do material
δ_{ul}	deslocamento rotacional devido ao arrancamento da armadura longitudinal da sapata no estado último
δ_{yl}	deslocamento rotacional devido ao arrancamento da armadura axial da sapata na cedência
δ_{yo}	deformação para o qual as armaduras que têm grande altura efectiva atingem a cedência
ε_a	extensão correspondente ao ponto de intersecção entre o módulo de elasticidade inicial e a secante correspondente ao ramo de descarga
ε_c	extensão do betão
ε_{cc}	extensão de pico do betão
ε_m	extensão axial média
ε_{pl}	extensão plástica
ε_{ult}	extensão última
ε_{un}	extensão de descarga

η	parâmetro adimensional
μ	ductilidade última generalizada
μ_d	ductilidade de cálculo do pilar reforçado
μ_{rd}	ductilidade de cálculo do pilar reforçado por encamisamento metálico
ν	coeficiente de Poisson
ξ	valor absoluto da deformação plástica
ρ_{cc}	percentagem da armadura da área da armadura longitudinal em relação ao núcleo de betão
ρ_s	percentagem da armadura transversal
$\rho_{sx} ; \rho_{sy}$	percentagem volumétrica da armadura de confinamento transversal em relação ao núcleo do betão confinado, nas direcções x e y, respectivamente.

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 MOTIVAÇÃO E OBJECTIVOS

Nos últimos anos, tem-se aprendido muito com danos registados com a ocorrência de sismos (Loma Prieta 1989 e Northridge 1994 – Califórnia, Kobe 1995 - Japão) que conduziram em muitos casos à ruína de muitas estruturas de pontes e edifícios. Problemas de corte e flexão em pilares de edifícios, bem como deficiências na ligação pilar-viga, enquadram-se nas principais causas que contribuíram para a ruína de edifícios e pontes, sendo portanto responsáveis pelos acidentes mais catastróficos. A insuficiente ductilidade dos pilares, a encurvadura da armadura longitudinal associada à deficiência de cintagem, e emendas inadequadas, realizadas em regiões de potencial formação de rótula plástica foram razões concretas apontadas para o mau desempenho das referidas estruturas (Costa (1989), Priestley et al. (1996), Delgado (2000), Vila Pouca (2001) e Varum (2003)).

Muitas estruturas projectadas antes e durante a década de 70 foram construídas sem as actuais disposições regulamentares no que refere aos requisitos para o bom desempenho sísmico, salientando-se a importância do reforço sísmico de pilares de edifícios, em particular dos edifícios existentes projectados sem as preocupações da acção sísmica, nomeadamente disposições de armadura e cintagem. Neste contexto, procuraram-se as soluções mais adequadas em termos de solução de reforço sísmico para edifícios, havendo a necessidade de estudo do comportamento e da avaliação da eficiência de diferentes soluções de reforço realizadas com técnicas correntes.

As diferentes soluções de reforço sísmico aplicadas nos pilares ensaiados foram executadas em condições de obra por operários especializados da empresa S.T.A.P – Reparação,

Consolidação e Modificação de Estruturas, S.A. no âmbito de um protocolo com o grupo de Engenharia Sísmica da FEUP. Este factor é importante na medida em que confere às soluções ensaiadas exequibilidade e realismo.

Servindo estas questões como elemento de motivação, o presente trabalho foi desenvolvido de forma a melhor compreender o comportamento de pilares de betão armado. Neste sentido foram estabelecidos os seguintes objectivos:

- Realização de campanhas de ensaios de pilares de betão armado que irão permitir aprofundar conhecimentos relativos ao comportamento sísmico deste tipo de elemento estrutural quando sujeito a esforços de flexão numa direcção;
- Realização de campanhas de ensaios de pilares reforçados, utilizando-se diferentes soluções de reforço, que permitam analisar o desempenho destas soluções e avaliar a sua eficiência como soluções de reforço sísmico.
- Adquirir-se um conjunto de resultados experimentais que permitam efectuar a calibração de modelos numéricos na caracterização e simulação destes elementos estruturais;

1.2 ENQUADRAMENTO DA TESE

Na sequência do trabalho de dissertação para obtenção do grau de licenciado em engenharia civil intitulado “Procedimentos de verificação de segurança em pilares altos e esbeltos de betão armado”, o autor quis dar continuidade ao estudo deste tipo de elementos estruturais. A oportunidade de integrar neste trabalho uma forte componente experimental surgiu assim, numa fase em que o grupo de Engenharia Sísmica da Secção de Estruturas do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia do Porto iniciou a instalação de um setup para ensaios cíclicos de pilares e paredes sujeitos a carga axial e imposição de deslocamentos horizontais em duas direcções.

Por outro lado, a necessidade de se obterem resultados experimentais que permitam a calibração de modelos numéricos desenvolvidos na faculdade (caso do programa PNL), foi um dos incentivos enquadrados no desenvolvimento do programa experimental em curso no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE). O presente trabalho enquadra-se assim numa primeira fase deste programa experimental.

1.3 ORGANIZAÇÃO DA TESE

Este trabalho está organizado em sete capítulos. Assim, para além do presente capítulo, apresenta-se no capítulo 2, um conjunto de aspectos relacionados com a configuração de ensaios, denominados setups de ensaio, resultado de uma extensa pesquisa bibliográfica. São abordados aspectos relacionados nomeadamente, com mecanismos de aplicação das forças, sistemas de aquisição e controlo, bem como alguns comentários das vantagens e desvantagens dos diferentes setups apresentados.

No Capítulo 3, faz-se uma breve descrição de algumas soluções de reforço de pilares de betão armado. Começando pelo encamisamento de betão armado, passando pelos diversos tipos de encamisamento metálico, nomeadamente, colagem de chapas metálicas, cintagem com elementos metálicos, e o encamisamento com materiais compósitos.

No Capítulo 4, é apresentado o modelo histerético utilizado no modelo numérico (programa PNL), para simular o comportamento não linear do elemento estrutural em estudo, salientando-se os aspectos fundamentais, tidos em conta neste modelo, que influenciam o comportamento não linear, nomeadamente: a degradação da rigidez após excedência dos limites elásticos; a degradação de rigidez em descarga e em recargas após ciclos de sentido contrario; o efeito de “pinching” associado ao esforço axial ou a esforços transversos elevados; e a degradação de resistência associada à repetição de ciclos de grande amplitude. Descreve-se também a idealização do elemento estrutural através da associação em série de elementos de barra, constituído por um subelemento central com comportamento elástico linear ao qual se ligam nas extremidades subelementos caracterizadores do comportamento não linear do conjunto. Abordam-se as questões relacionadas com o desenvolvimento da rótula plástica. Refere-se também a discretização desses elementos estruturais segundo o eixo longitudinal em secções e ao nível das secções em fatias (modelo de fibras), utilizando-se o modelo de Mander et al. (1988) para simular o comportamento cíclico e monotónico do betão e, o modelo de Giuffrè-Menegotto-Pinto para captar a resposta histerética do aço, e também o modelo bilinear na simulação da resposta monotónica.

O Capítulo 5, é dedicado ao programa experimental que constitui uma parte central do presente trabalho. O autor, integrado no grupo de Engenharia Sísmica da FEUP, participou em todo o desenvolvimento do programa experimental realizado no LESE.

Neste contexto, apresenta-se neste capítulo o setup concebido para a realização dos ensaios, detalhando-se os seus aspectos mais relevantes. Descreve-se em particular o mecanismo utilizado para a aplicação da carga vertical que engloba um sistema de placas de deslizamento. Neste ponto, é dada uma atenção especial ao problema do atrito entre estas placas.

Relativamente aos modelos ensaiados, apresenta-se os aspectos mais relevantes da sua execução, desde o projecto, betonagem, caracterização dos materiais e colocação de instrumentação. Apresenta-se de uma forma detalhada a instrumentação utilizada nos ensaios. São discutidos em especial os aspectos mais relevantes associados à instrumentação, tais como, aplicação de extensómetros nas armaduras e aplicação de transdutores de deslocamentos, LVDT's, no modelo. São apresentados ainda neste capítulo as soluções de reforço adoptadas para a execução do reforço dos modelos ensaiados que consistiram essencialmente no encamisamento com mantas de fibra de carbono e no reforço com cintas metálicas. Finalmente apresentam-se os principais resultados dos ensaios cíclicos efectuados.

O Capítulo 6 é dedicado à análise dos resultados experimentais. Neste contexto são apresentados alguns parâmetros utilizados na análise e comparação dos resultados tais como, índice de dano, drift e critérios de rotura. Na análise dos resultados, é feita a discussão do comportamento dos pilares antes e depois do reforço. A avaliação da eficiência das soluções de reforço ensaiadas é discutida através da comparação dos resultados experimentais.

No Capítulo 7, apresentam-se as principais conclusões deste trabalho, finalizando-se com sugestões para desenvolvimentos futuros em relação ao presente trabalho.

1.4 APRECIACÃO GERAL

Após a apresentação da motivação e dos principais objectivos da presente tese, fez-se o devido enquadramento tendo-se apresentado uma síntese da organização deste trabalho. Neste âmbito, salienta-se a execução de ensaios cíclicos de pilares de betão armado sujeitos a carga axial.

Fez-se neste capítulo uma breve descrição dos capítulos que compõem o presente trabalho, abordando os aspectos mais relevantes.

CAPÍTULO 2

CONFIGURAÇÕES DE ENSAIO (“*SETUP’S*”)

2.1 INTRODUÇÃO

A natureza do homem está intimamente ligada a investigação de fenómenos que o rodeiam para melhor percepção dos acontecimentos do passado e do presente e, para melhor previsão dos acontecimentos futuros. Para melhor compreender o comportamento de pilares de betão armado quando sujeitos a acções sísmicas, têm-se realizado vários estudos experimentais e analíticos de pilares de varias formas e dimensões sob diversas condições de carregamento axial. O esforço axial é muito importante no comportamento do pilar, reflectindo-se nomeadamente na ductilidade, resistência, rigidez e dissipação de energia.

Na tentativa de reproduzir situações realistas, muitos investigadores (Kim (1990), Byrak e Sheikh (1997), Xiao e Ma (1997), Mo e Hwang (1999), Cheng et al. (2003)) têm utilizado diferentes setups para ensaiar modelos de pilares, reforçados e não reforçados, com o objectivo de compreender o seu comportamento nas diversas condições a que são sujeitos.

Em termos de carga axial, os trabalhos experimentais podem enquadrar-se em dois grupos: (1) *ensaios considerando carga axial constante* e (2) *ensaios com carga axial variável*. O segundo grupo pode ainda ser dividido em duas subcategorias, nomeadamente, casos com carga axial proporcionalmente variável e casos com carga axial não proporcionalmente variável, conforme indicado na Figura 2.1.

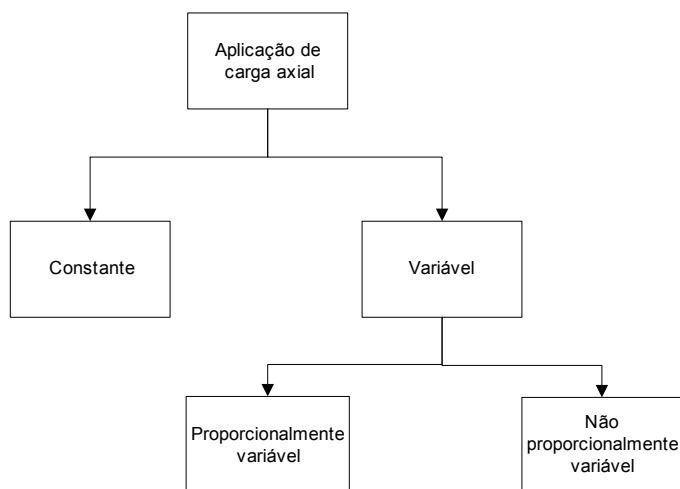


Figura 2.1 - Condições de aplicação de carga axial.

De forma a permitir o estudo detalhado do comportamento do pilar, quer o comportamento global quer o comportamento local ao nível das secções, é essencial ter um conjunto importante de resultados experimentais. Estes resultados devem permitir estudar as deformações por flexão, as curvaturas e a sua distribuição nos diferentes níveis.

2.2 CONFIGURAÇÕES DE ENSAIO COM CARGA AXIAL CONSTANTE

Do vasto conjunto de trabalhos de investigação experimental constata-se que um número significativo de trabalhos realizados no âmbito do comportamento cíclico de pilares de betão armado tem sido desenvolvido com carregamentos laterais cíclicos com carga axial constante, adoptando-se diferentes configurações do aparato de ensaio dependendo da natureza do equipamento disponível.

Relativamente à questão da aplicação da carga axial, interessa abordar um dos métodos mais utilizados, apresentando-se com particular destaque a discussão sobre esta questão estabelecida por Mander et al. (1999).

2.2.1 Aplicação de Carga Axial através de Pré-esforço de Tirantes

A aplicação de carga axial através de pré-esforço de tirantes é muito usada em ensaios de pilares com configuração em consola, ou seja, pilares ligados a uma fundação rígida

sujeitos à aplicação de carga axial e imposição de deslocamentos laterais no topo. Tal como ilustrado no lado esquerdo na Figura 2.2, a carga axial é aplicada através de tirantes pré-esforçados através de um macaco hidráulico. Os tirantes são rotulados a um pavimento rígido ou a um pórtico numa das extremidades e ao macaco noutra. A direcção desta força segue a direcção do tirante e varia de acordo com o deslocamento lateral. Dependendo do deslocamento horizontal e o ângulo correspondente, a carga pode ser decomposta em componentes horizontal e vertical, e o efeito P- Δ resultante pode ser calculado em qualquer ponto, nomeadamente na interface com a sapata.

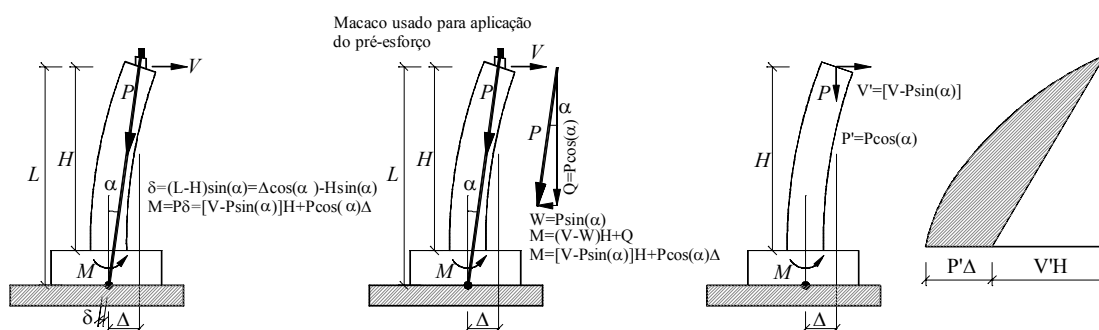


Figura 2.2 - Efeito P-delta nos setups convencionais.

De forma a traduzir-se no ensaio os efeitos P- Δ de forma mais realista, Mander et al. (1999) propuseram outra metodologia.

Apresenta-se em seguida uma discussão detalhada do método usado por Mander, onde uma configuração de ensaio complexa é comparada ao método de aplicação da carga axial por pré-esforço, anteriormente referido.

2.2.1.1 Método de Mander et al.

Mander et al. (1999) estabeleceram um método de ensaio que visavam traduzir correctamente os efeitos P- Δ . Como se pode observar na Figura 2.3, os setups convencionais não traduzem correctamente o efeito P- Δ . Da Figura 2.3 é evidente que na base do pilar onde os momentos são maiores quando sujeito a carga lateral, há um momento adicional secundário devido a deformada lateral do pilar. Este momento secundário, efeito P- Δ , resulta do desvio do vector força axial do eixo da curvatura do

pilar. O momento $P\delta$ experimental é menor que o momento $P\Delta$ correcto, onde P deveria sempre ser alinhado verticalmente.

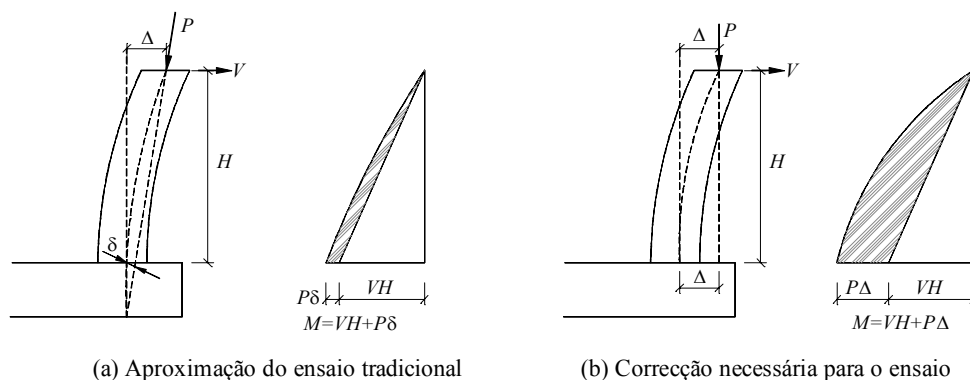


Figura 2.3 - Efeitos $P\Delta$ nos setups convencionais e modificados, tal como discutido por Mander et al. (1999).

Para reflectir de forma eficiente os efeitos $P\Delta$ nos ensaios experimentais, é necessário assegurar que a carga axial (aplicada por um sistema de actuadores) permanece vertical durante o ensaio. Para tal um setup de ensaio de pilar ligado ao pavimento rígido na Universidade de Nova Iorque, Buffalo, foi modificado como ilustrado na Figura 2.4. A carga vertical é aplicada por um sistema de viga em alavanca ligado a um pórtico secundário. Este pórtico é ligado a um segundo actuador (baixo). Os deslocamentos deste actuador são guiados ao actuador do topo que é o principal condutor na experiência. A carga axial é controlada por um actuador servo-hidráulico (250 kN) montado na vertical num pórtico secundário na extremidade Este e um tirante de 35 mm de diâmetro na extremidade oeste por via de uma viga alavanca montado no topo do pilar. O pórtico é suportado por dois varões de alta resistência de 32 mm de diâmetro nas extremidades oeste e este. Essas barras por sua vez passam através de vigas I especialmente concebidas com uma abertura tubular muito larga ao longo da alma e ancorado no fundo por meio de anilhas e contra porcas. As vigas I foram suportadas em apoios de elastómeros e pré-esforçadas ao pavimento rígido do laboratório. A carga lateral foi aplicada ao provete através de um actuador servo-hidráulico, de 500 kN de capacidade. Uma das extremidades do actuador foi ligada ao provete através de uma placa de extremidade e a outra extremidade foi ligada ao pórtico de reacção. O ângulo de inclinação do actuador de topo

foi variado de 0° na variável de amplitude de teste até 26.2° numa entrada de dados sísmicos de ensaios aleatórios. Isso foi deliberadamente feito para modelar o efeito de forças de levantamento que surgem de uma combinação da acção do pórtico e movimento vertical. Um segundo actuador “horizontal” com uma capacidade de carga de 1100 kN foi ligado ao pórtico horizontal e traçou o mesmo modelo de deslocamento (deslocamento “conduzido”) como do actuador de topo. Isso assegurou que a linha de aplicação da carga axial fosse mantida vertical em todos os momentos, eliminando assim qualquer possibilidade de erro de efeito $P-\Delta$.

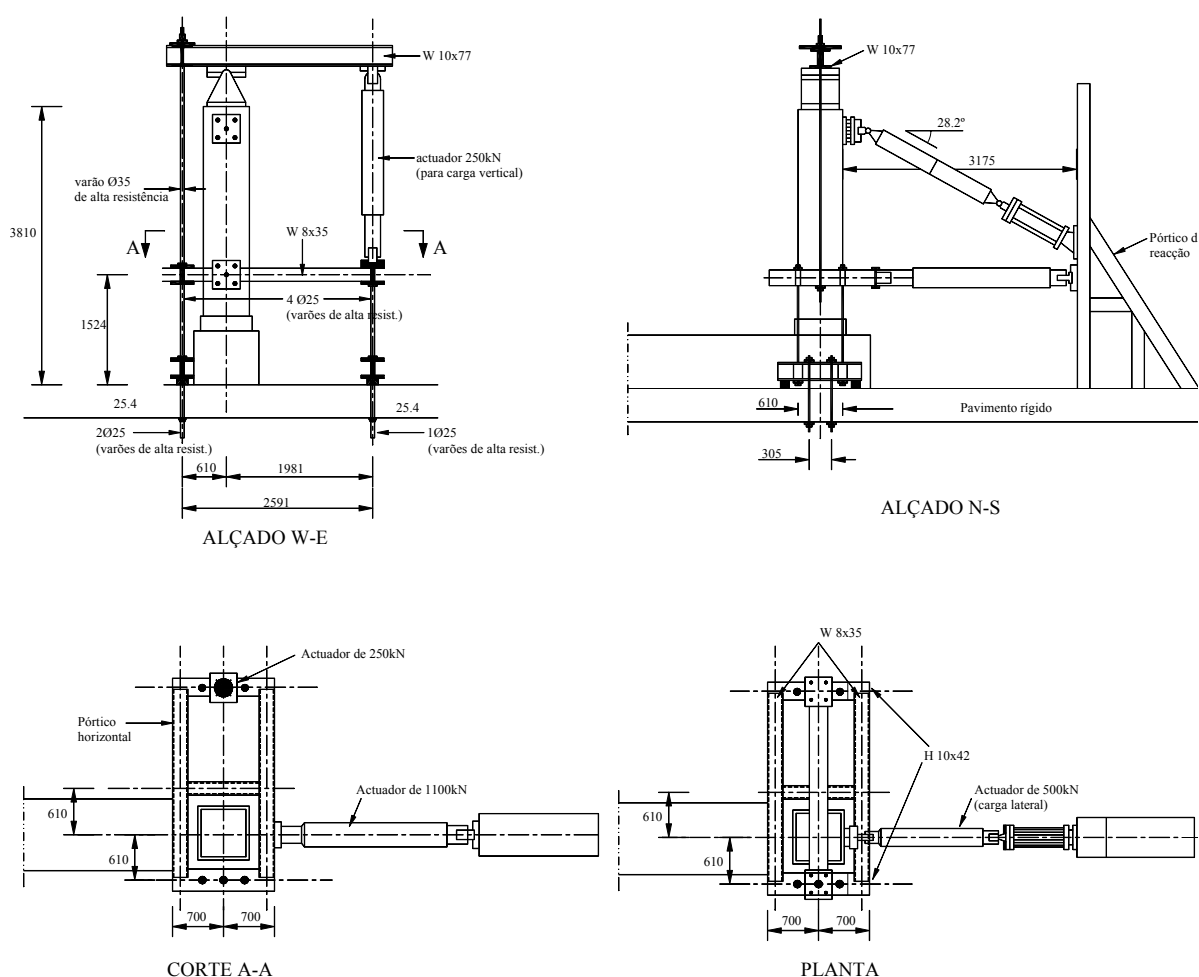


Figura 2.4 - Modificações no setup de ensaio proposto por Mander et al. (1999) para aplicação da carga axial.

2.2.1.2 Discussão e Comentários

O efeito $P-\Delta$, na primeira edição discutida por Mander et al., pode ser vista a partir de uma diferente perspectiva. Os erros $P-\Delta$ num setup convencional de ensaio com tirantes pré-esforçados podem ser corrigidos pela boa interpretação dos dados. Tomando por base o esquema de forças da Figura 2.5 que reproduz a situação referida anteriormente na Figura 2.2, o efeito $P-\Delta$ pode ser considerado pela parcela $P\Delta$ no momento na base, ou seja $M = V H + P\Delta$ sendo V a força do actuador horizontal. Como se pode observar no esquema de forças da Figura 2.5, a parcela $P\Delta$ não aparece directamente reflectida no ensaio, tendo por isso, que ser traduzido como uma correcção dos resultados a efectuar à posteriori. É possível correlacionar a parcela $P\Delta$ (efeito $P-\Delta$ real) com a parcela $P\delta$ (efeitos de 2º ordem do ensaio) através de

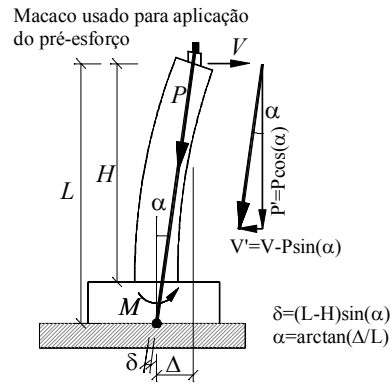


Figura 2.5 - Efeito $P-\Delta$.

$$\delta = (L - H) \sin(\alpha) = (L - H) \left(\frac{\Delta}{\sqrt{\Delta^2 + L^2}} \right) \quad (2.1)$$

$$P\delta = P(L - H) \left(\frac{\Delta}{\sqrt{\Delta^2 + L^2}} \right) = P \left(\frac{L}{\sqrt{\Delta^2 + L^2}} \right) \Delta - P \left(\frac{\Delta}{\sqrt{\Delta^2 + L^2}} \right) H \quad (2.2)$$

Este resultado pode exprimir-se de outra forma, correlacionando o efeito $P\delta$ com as componentes vertical e horizontal da força P

$$P\delta = P \cos \alpha \Delta - P \sin \alpha H \quad (2.3)$$

Sendo $\cos \alpha = \frac{L}{\sqrt{\Delta^2 + L^2}}$ e $\sin \alpha = \frac{\Delta}{\sqrt{\Delta^2 + L^2}}$

Agora, considerando o momento na interface do pilar com a sapata obtém-se:

$$M = V H + P \delta \quad (2.4)$$

Substituindo $P\delta$ pela Equação (2.3) obtém-se

$$M = (V - P \sin \alpha) H + P \cos \alpha \Delta \quad (2.5)$$

Equação que pode ser reescrita na forma

$$M = V' H + P' \Delta \quad (2.6)$$

sendo

$$V' = V - P \sin(\alpha) \quad (2.7)$$

$$P' = P \cos(\alpha) \quad (2.8)$$

Ou seja, V' traduz a força horizontal que efectivamente solicita o pilar e P' a força vertical efectiva correspondente à forças dos tirantes pré-esforçados.

Nota-se que $P' \approx P$, uma vez que α é tipicamente pequeno. Pode-se concluir que este método de ensaio, que recorre a tirantes pré-esforçados, é válido na tradução dos efeitos P- Δ desde que sejam efectuadas as correcções referidas anteriormente.

2.2.2 Aplicação de Carga Axial através de Actuadores Hidráulicos Fixados no Pórtico de Reacção Vertical

A aplicação de carga axial através de actuadores hidráulicos fixados no pórtico de reacção vertical é a maneira mais directa, podendo o actuador ser programado para manter um nível constante de carga ou não. O actuador é fixo num pórtico vertical de reacção através de uma ligação que pode ser articulada, encastrada ou ainda com apoios de rolete e, noutra extremidade, directamente no pilar provete utilizado o mesmo tipo de ligação.

A carga axial é perpendicular à secção crítica em estudo. O pórtico vertical de reacção deverá ser suficientemente rígido para não experimentar deformações significativas durante os ensaios e deverá ser bem fixa no plano de reacção horizontal.

No ponto 2.4 são apresentados alguns exemplos deste tipo de aplicação de carga (2.4.1, 2.4.2, 2.4.6, 2.4.8, 2.4.10, 2.4.14, 2.4.20, 2.4.22 e 2.4.33).

2.2.3 Aplicação de Carga Axial através de Cargas Permanentes

A aplicação da carga axial através de cargas permanentes tem sido efectuada usando-se placas de aço, que são agrupadas até ao nível de esforço requerido.

Em alternativa, os pilares provetes podem ser construídos com um “cabeçote” desenhado para introduzir um certo nível de tensão sobre este. O actuador horizontal pode ser acoplado num nível abaixo do cabeçote ou pode ser ligado ao próprio cabeçote.

Na opinião do autor, este modo de aplicação de carga axial dá uma certa versatilidade ao ensaio embora exija mais cuidados quando se agrupam placas de aço e a sua fixação para se manterem estáveis. Outra dificuldade prende-se com as dimensões das placas quando se pretende ensaiar com elevado nível de esforço axial.

2.2.4 Aplicação de Carga Axial através de Mecanismos

Algumas vezes, quando se tem um actuador de pequena capacidade e se pretender aplicar níveis elevados de esforço axial em pilares provetes, utiliza-se mecanismos que recorrem ao uso de alavancas e outros sistemas simples para ampliação da força.

Pode-se incluir também neste grupo, os setups que utilizam braços em L para aplicação da carga lateral e um sistema de pantógrafos para impedir rotações no sistema. Este tipo de setups está especialmente vocacionado para ensaios em que se pretende avaliar fundamentalmente os problemas de corte.

2.3 CONFIGURAÇÕES DE ENSAIO COM CARGA AXIAL VARIÁVEL

Para ensaios de pilares com esforço axial proporcional ao esforço de corte (carga lateral horizontal), ou mesmo quando se pretende uma variação de carga axial independentemente do deslocamento horizontal fazem-se certos arranjos aos setups de forma a conseguir tais objectivos.

Estas configurações de ensaio requerem um nível mais desenvolvido de programação de controlo dos actuadores de maneira a seguir a lei da variação do esforço axial pretendida. Por outro lado, estes setups são mais caros em comparação com os setups para ensaios com carga axial constante por utilizarem mais de dois actuadores e exigirem uma programação mais avançada.

Por outro lado, neste grupo, podem-se realizar ensaios com um actuador colocado obliquamente introduzindo ao mesmo tempo o esforço axial e a carga lateral, tal como apresentado em 2.4.14 e 2.4.15.

Note-se que configurações deste tipo podem realizar ensaios com carga axial constante, bastando para isso que se altere o sistema de controlo dos actuadores.

2.4 EXEMPLOS DE SETUPS

Em seguida, apresentam-se alguns exemplos de setups usados em diversos laboratórios tendo a mesma filosofia de análise, apresentando em alguns casos variantes que são abordadas ou ilustradas esquematicamente. Procurou-se explorar a maior informação disponível para cada configuração apresentada, no sentido de identificarem os procedimentos de ensaio de pilares utilizados nos últimos anos na investigação.

2.4.1 Setup de Park et al (1990)

A Figura 2.6 mostra o arranjo de carregamento idealizado por Park et al. (1990) nos ensaios de pilares de betão pré-esforçados. As duas extremidades são articuladas e a carga axial é aplicada numa das extremidades mantendo-se sua direcção sempre vertical.

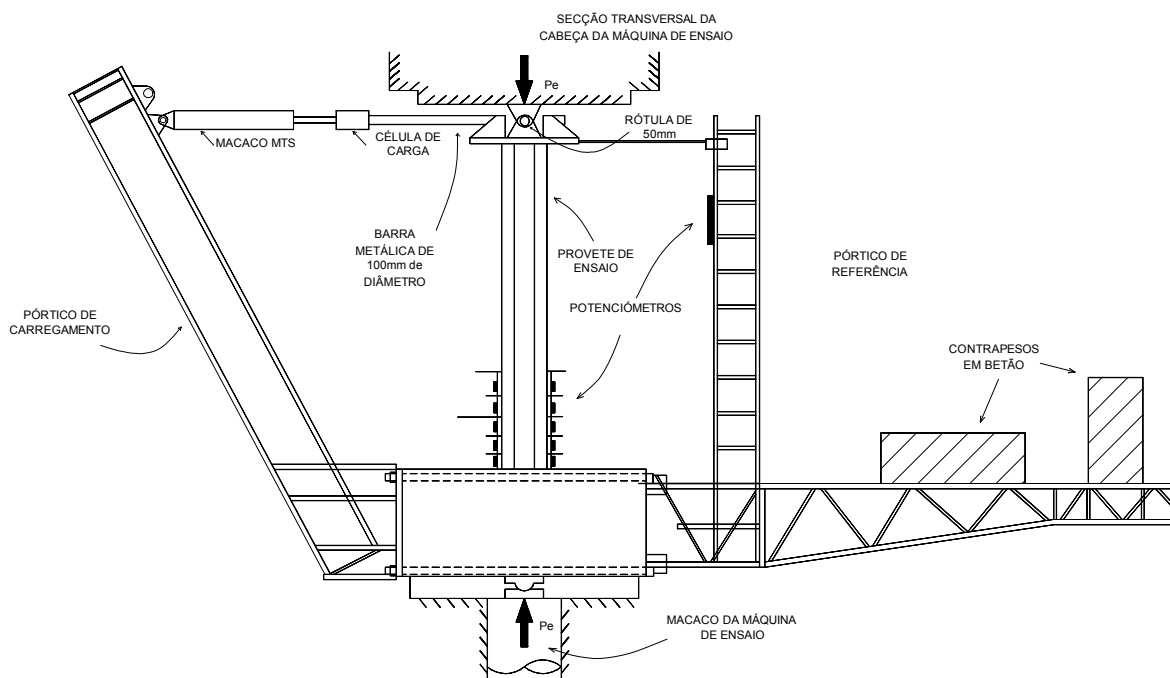


Figura 2.6 - Setup de carregamento idealizado por Park et al. (1990) para o carregamento directo nos seus ensaios de simulação de carga sísmica em pilares de betão pré-esforçado.

2.4.2 Setup de Kim (1990)

A Figura 2.7 ilustra o setup de ensaio idealizado por Kim (1990) e, o esquema ilustra claramente o princípio do seu funcionamento.

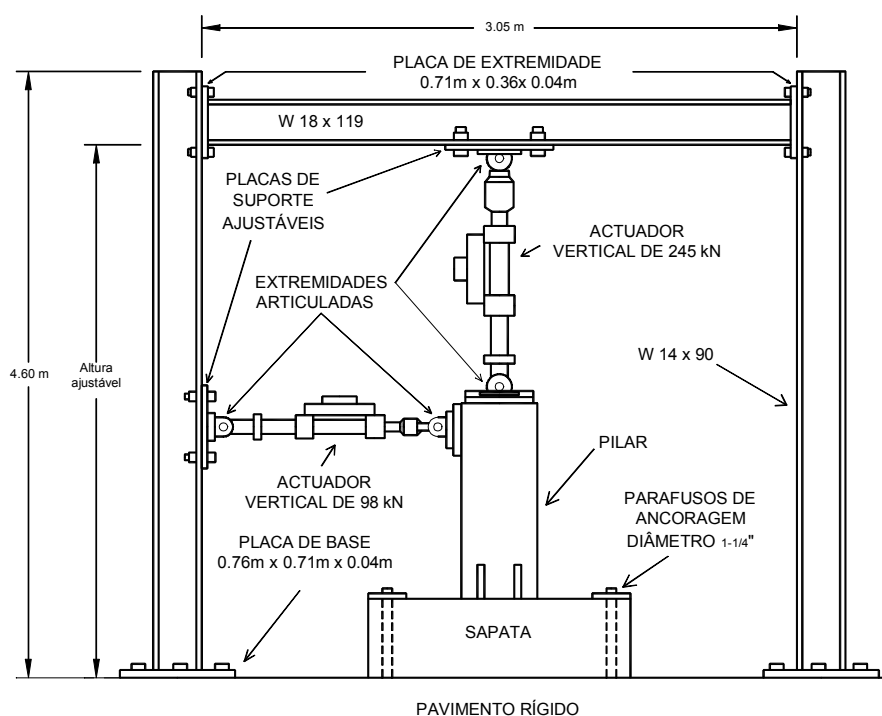


Figura 2.7 - Setup de ensaio usado por Kim (1990).

A aplicação da carga axial directamente pelo actuador ou uma máquina hidráulica de ensaio sobre o provete é a forma mais simples e de fácil compreensão embora, a análise dos resultados exija outros tipos de cuidados. Neste setup, o pórtico de reacção deverá ser suficientemente rígido para minimizar as deformações durante o ensaio. A fixação do pilar provete é conseguida através do uso de tirantes de aço de alta resistência.

2.4.3 Setup de Xiao & Ma (1997)

Xiao & Ma (1997) usaram um setup concebido para ensaiar modelos de pilares sujeitos a carga axial constante e forças horizontais cíclicas em condições de curvatura simples tal como ilustrado na Figura 2.8. A força horizontal foi aplicada por meio de um actuador de 1023 *kN* de capacidade em compressão e 832 *kN* em tracção, com ± 152 *mm* de curso. Uma carga axial de 712 *kN* foi aplicada ao provete através de dois tirantes de aço de alta resistência de 51 *mm* pré-esforçados com um macaco hidráulico no topo do pilar. A relação da carga axial aplicada ao pilar e a capacidade axial de carga do pilar foi de 5%, que é um valor típico de relações de carga axial de pilares em pontes com vários pilares na Califórnia. A sapata foi fixada por oito tirantes pré-esforçados a uma viga de reacção. A instrumentação incluiu a medição de todas as forças e deslocamentos horizontais aplicados.

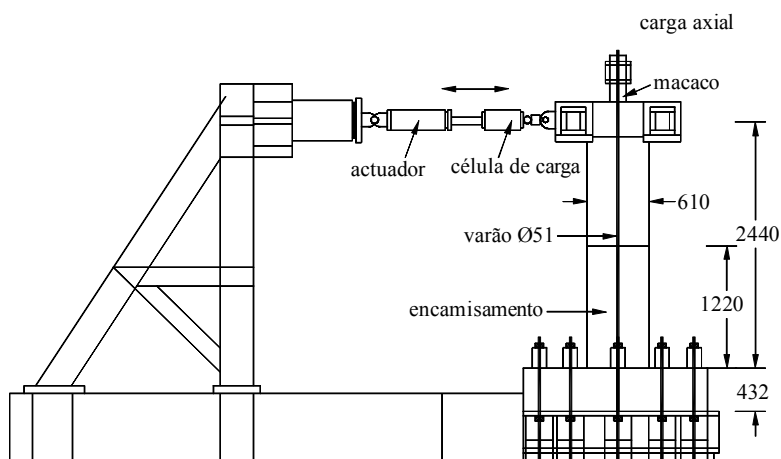


Figura 2.8 - Setup de ensaio utilizado por Xiao e Ma (1997).

Todos os provetes foram sujeitos a forças laterais cíclicas e carga axial constante. A sequência do carregamento lateral foi controlada por incrementos de deslocamento baseado no índice de ductilidade de referência.

2.4.4 Setup de Saadatmanesh et al. (1997)

Saadatmanesh et al. (1997) utilizaram um setup de ensaio projectado para ensaiar pilares sujeitos a carregamento lateral, tendo o modo de funcionamento idêntico ao do setup apresentado em 2.4.3. Os provetes foram colocados num pórtico de reacção tal como ilustrado na Figura 2.9.

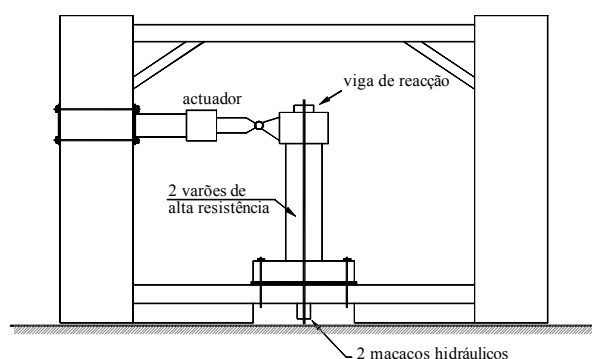


Figura 2.9 - Setup de ensaio (Saadatmanesh et al., 1997).

Foram utilizados dois sistemas independentes de carregamento para aplicar a carga aos provetes. A carga axial de 445 kN foi aplicada ao pilar provete através de pré-esforço de um par de tirantes de 25 mm de diâmetro. As forças laterais foram aplicadas através de um actuador hidráulico MTS de ± 489 kN. O actuador foi capaz de produzir deslocamentos horizontais do topo do provete de cerca de 127 mm (cerca de 7% de drift¹) em ambos os sentidos.

Utilizaram-se extensómetros nas armaduras longitudinais e transversais para captar o comportamento dos provetes.

Uma característica a salientar neste setup de ensaio é a grande rigidez lateral do pórtico na direcção da aplicação da carga horizontal conseguida através de uma estrutura porticada com pilares de grandes dimensões. Adicionalmente, o pilar provete repousa numa viga de fundação ligeiramente elevada para que seja possível o aperto da sapata através de tirantes.

¹ Drift – relação entre o deslocamento no ponto de aplicação da carga lateral e a altura da base ao ponto da aplicação da carga.

O esforço axial foi mantido constante através do controlo dos actuadores montados nos tirantes verticais.

2.4.5 Setup de Byrak e Sheikh (1997)

A Figura 2.10 ilustra o setup de ensaio usado para pilares de betão de alta resistência sujeitos a carregamentos sísmicos simulados por Byrak e Sheikh (1997). A carga axial é aplicada directamente ao pilar provete por meio de um macaco hidráulico através de ligações articuladas nas duas extremidades, onde são restringidos deslocamentos laterais. O ponto de aplicação da carga lateral (ou deslocamento) foi na extremidade, junto à base do pilar, com a particularidade da realização do ensaio com o provete colocado na horizontal.

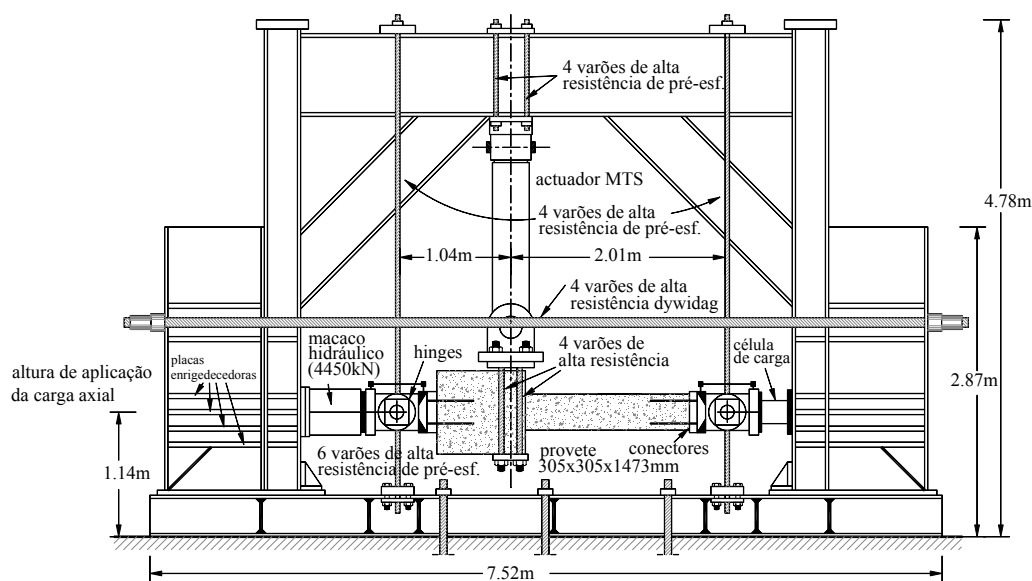


Figura 2.10 - Setup esquemático de Byrak e Sheikh (1997) para a aplicação do carregamento axial directo.

Este mesmo setup foi utilizado por Sheikh e Yau (2002) quando ensaiaram doze pilares com carga axial constante e carregamento lateral cíclico. Foram instalados 18 extensómetros na armadura longitudinal. A deformada fora registada através de 18 LVDTs colocados, 10 *num* dos lados e 8 no outro. Os deslocamentos transversais foram medidos em seis locais diferentes ao longo do seu comprimento usando LVDTs. Usou-se um

sistema de carregamento por controlo de deslocamento para aplicar uma história de carga predefinida.

2.4.6 Setup de Jaradat et al. (1998)

Jaradat et al. (1998) investigaram o comportamento em flexão e corte de pilares e aspectos ligados ao dimensionamento e reforço sísmico. Neste estudo foi utilizado o setup de ensaio para pilares modelos ilustrado na Figura 2.11, com algumas semelhanças em relação ao setup descrito em 2.4.2. Os pilares tinham 254 mm de diâmetro e 1016 a 1778 mm de altura livre. Restringiu-se a rotação nas duas extremidades dos pilares estando o pilar provete sujeito a dupla curvatura, simulando um pilar bi-encastado.

A presença do mecanismo de deslizamento assegura que a carga axial seja aplicada sempre na vertical, o que facilita a consideração do efeito $P-\Delta$ no tratamento dos resultados pelo produto do deslocamento de topo Δ e a carga axial.

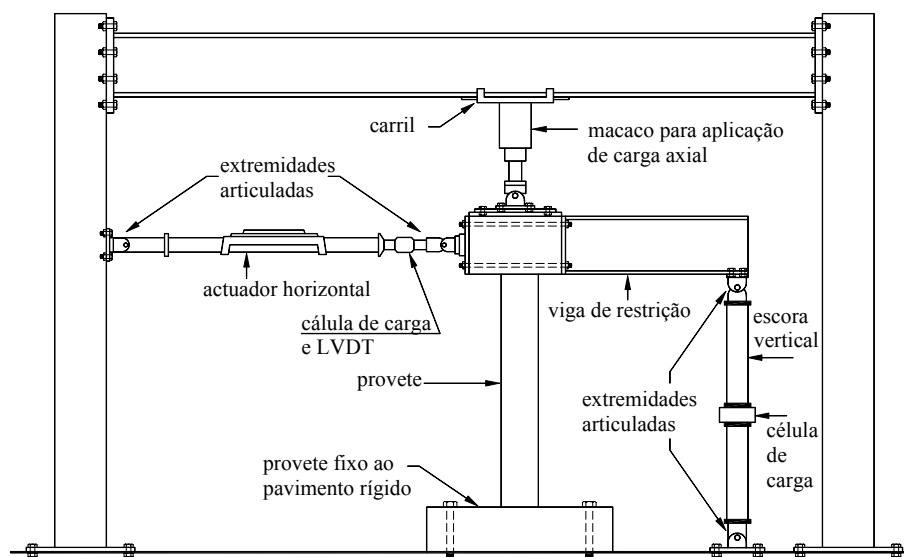


Figura 2.11 - Setup de ensaio cíclico usado por Jaradat et al. (1998).

2.4.7 Setup de Xiao et al. (1999)

Xiao et al. (1999) utilizaram o mesmo setup que o anteriormente descrito em 2.4.3. No entanto, algumas alterações foram introduzidas tal como se pode ver na Figura 2.12, a sapata foi fortemente armada e na extremidade superior o sistema de carregamento axial usando tirantes de alta resistência pré-esforçados. A força horizontal foi aplicada através de um braço de carregamento em forma de L com um curso de 229 mm, um actuador de dupla acção com 1423 kN de capacidade em compressão e 1245 kN em tracção. O peso próprio do braço/alavanca de carregamento foi contrabalançado por um sistema de alavancas com uma carga equivalente. Um sistema pantógrafo foi ligado entre o braço de carregamento em forma de L e a viga do pavimento de reacção para evitar rotação accidental e manter as condições de carregamento. A carga axial foi aplicada no topo do pilar através de dois tirantes de aço de alta resistência de 51 mm de diâmetro com um macaco hidráulico. Durante o carregamento horizontal, a carga axial foi mantida constante usando uma válvula de descarga de pressão e uma bomba hidráulica controlada manualmente. As forças aplicadas foram medidas usando células de carga calibradas, e os deslocamentos horizontais foram detectados usando potenciómetros lineares. Foram aplicados extensómetros de resistência eléctrica para medir as extensões dos varões da armadura e no encamisamento compósito em pontos seleccionados. Note-se que na análise dos resultados após os ensaios, a força horizontal transmitida ao pilar modelo foi obtida pela subtracção da componente horizontal da força do carregamento axial e da carga horizontal aplicada.

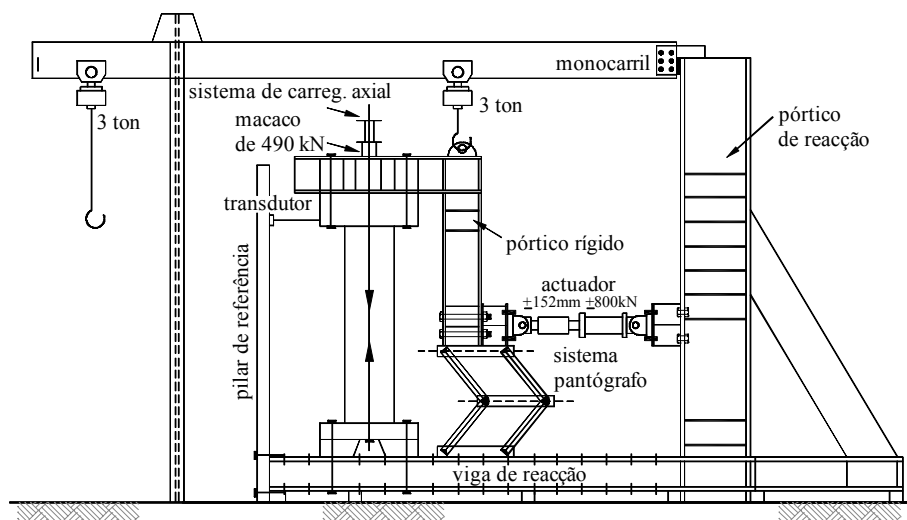


Figura 2.12 - Setup de ensaio (Xiao et al., 1999).

2.4.8 Setup de Lu et al. (1999)

Lu et al. (1999) apresentaram resultados de comportamento de pilares em que o pilar provete foi colocado num pórtico de ensaio (tal como ilustrado esquematicamente na Figura 2.13), sendo asseguradas as ligações articuladas entre o provete e o pórtico de ensaio. Foi usado um macaco hidráulico para a aplicação da carga axial e um actuador ($\pm 500 \text{ kN}$) para impor deslocamentos cíclicos no provete “duplo”. Os procedimentos de ensaio foram os seguintes: inicialmente aplicou-se uma carga axial com um valor predeterminado de esforço axial reduzido de $\nu = 0.07$ ou 0.20 e esta foi subsequentemente ajustada, se necessário, a cada instante para manter-se constante ao longo dos ensaios. Durante os ensaios, foram impostos ao provete, a meia altura, deslocamentos horizontais seguindo uma história de carregamento tal que o incremento de deslocamento δ , fosse gradualmente crescente. Primeiro foi aplicado um deslocamento até aproximadamente 50% do deslocamento de cedência estimado, $\delta_{y,est.}$. Dois ciclos completos foram realizados a $0.5 \cdot \delta_{y,est.}$. Subsequentemente, o deslocamento imposto foi aumentado até ao valor $\delta_{y,est.}$ e outros dois ciclos completos foram realizados nesta fase. Com aumentos adicionais de deslocamento, foi possível determinar com precisão o valor δ_y como o ponto do início de uma pronunciada não linearidade da carga horizontal versus a curva de deslocamentos

horizontal; o valor de δ_y experimentalmente determinado foi obtido como valor médio de deslocamento de cedência nas duas direcções de carregamento. Durante a fase do ensaio depois da cedência (regime plástico), dois ciclos completos para um máximo deslocamento igual a $2\delta_y$ foram impostos, seguidos de pares de ciclos de $3\delta_y$, $4\delta_y$, etc. até que uma substancial degradação da resposta fosse observada, altura em que o ensaio seria considerado terminado.

Neste setup de ensaio, o efeito $P-\Delta$ é considerado através do deslocamento horizontal do ponto de aplicação da carga horizontal δ e a carga axial.

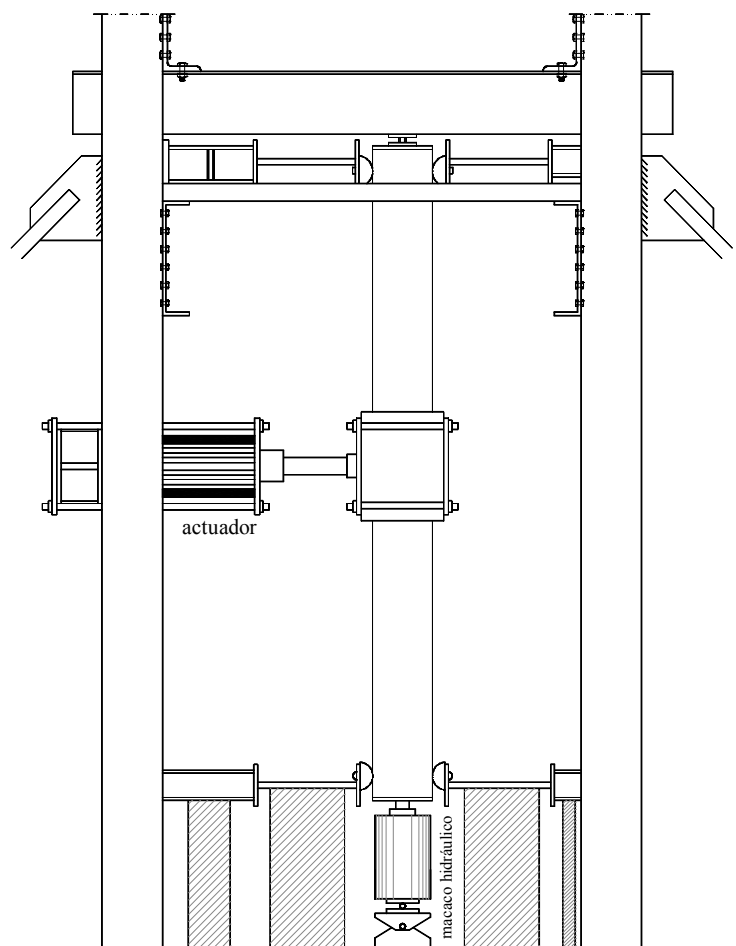


Figura 2.13 - Setup de ensaio (Lu et al., 1999).

Os deslocamentos (a meia altura e na extremidade inferior do provete), extensões da armadura e rotações foram medidos durante o ensaio, enquanto a resposta da força do provete foi também, continuamente, registada. Como se pode observar na Figura 2.14,

foram colocados LVDTs em cinco níveis consecutivos, especificamente, para as rotações, cobrindo um comprimento total de $2d$ (onde d é a altura efectiva da secção do pilar) acima e abaixo do cabeçote central. Os LVDTs foram fixos em varões de aço soldados nos varões longitudinais dos pilares antes da betonagem. Durante a betonagem, os varões soldados foram isolados do betão circundante através de tubos plásticos, de modo que quando os tubos fossem removidos depois da betonagem, uma abertura fosse mantida entre os varões soldados e o betão. Desta maneira a rotação medida durante o ensaio não era afectada pela fissuração ou esboroamento do betão. Saliente-se que este procedimento não é normalmente utilizado neste tipo de ensaios.

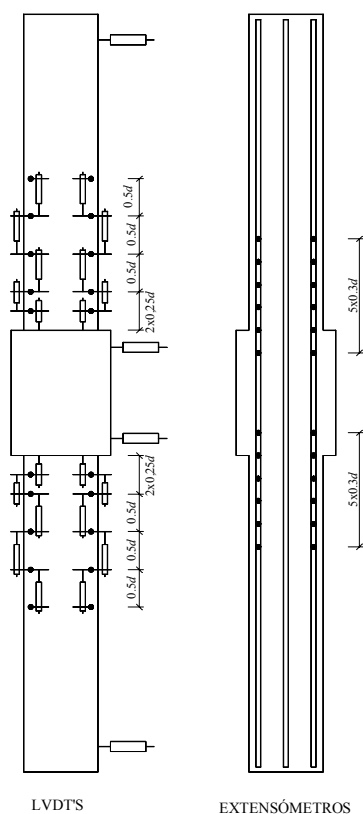


Figura 2.14 - Instrumentação nos provetes de ensaio (Lu et al., 1999).

2.4.9 Setup de Mo e Hwang (1999)

Mo e Hwang (1999) ensaiaram pilares de betão armado para avaliar o desempenho de uma nova configuração de armadura proposta. Um esboço esquemático do setup de ensaio é apresentado na Figura 2.15. O provete é montado verticalmente com a fundação de betão armado repousando numa fundação de aço. A extremidade superior do pilar é carregada por um macaco hidráulico e controlado para fornecer uma força axial constante de 450 kN ($0.1 f_c' A_g$), sendo o sistema de aplicação composto por tirantes articulados na base e um macaco hidráulico realizando-se a articulação na sua extremidade através de uma calote esférica. O pilar foi lateralmente carregado através de um actuador montado horizontalmente a uma parede de reacção. O actuador com 500 kN de capacidade e foi capaz de impor deslocamento de 75 mm em ambos sentidos (positivo e negativo). Todos os provetes foram instrumentados com células de carga, transdutores de deslocamento (LVDTs) e extensómetros para monitorizar o comportamento durante os ensaios.

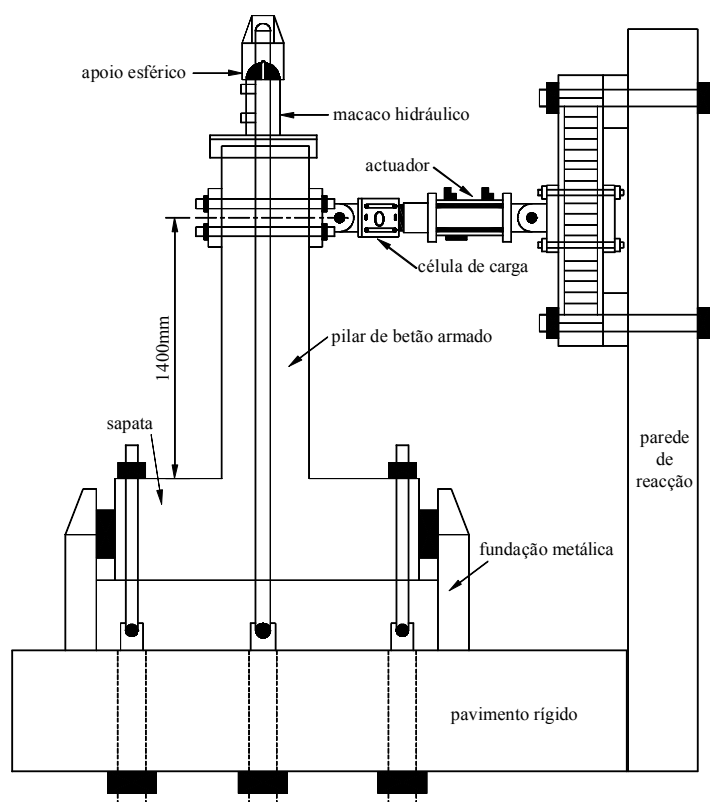


Figura 2.15 - Setup de ensaio usado por Mo e Hwang (1999).

Os provetes foram ensaiados através do controlo de deslocamento e seguiram uma história predeterminada em termos de percentagem de drift do pilar.

2.4.10 Setup de Miyauchi et al. (2000)

Miyauchi et al. (2000) apresentaram um setup de ensaio em que foi aplicada a força de corte cíclica ao pilar enquanto uma carga axial foi mantida constante. A força cíclica de corte era controlada pela deflexão angular do pilar, $R = \frac{\delta}{h}$, onde δ é o deslocamento horizontal medido e, h é a altura do pilar ($h = 900 \text{ mm}$). A carga axial de compressão aplicada aos provetes foi 865 kN (correspondente a 30% da capacidade resistente do pilar), através de apoios sobre roletes. A Figura 2.16 ilustra os detalhes do setup.

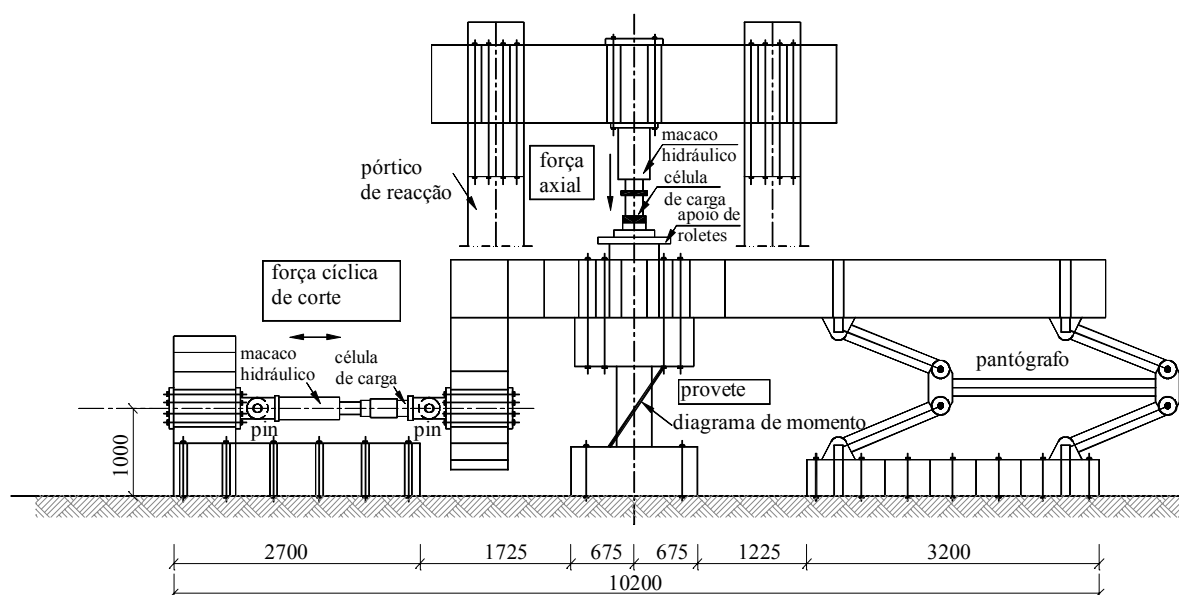


Figura 2.16 - Detalhes de setup de ensaio (Miyauchi et al., 2000).

O pilar provete foi ensaiado em dupla curvatura (pilar bi-encastrado) e utiliza um sistema constituído por um braço em forma de L onde é ligado o actuador horizontal e noutra extremidade um pantógrafo de modo a impedir rotações na extremidade superior do provete, tal como o setup descrito em 2.4.7, diferindo apenas no sistema de aplicação da carga axial e o actuador para impedir as rotações da extremidade superior é substituído pelo pantógrafo.

Este sistema de ensaio visa avaliar o comportamento do pilar em situação de corte determinante, correspondente a modos de rotura de pilares curtos em edifícios.

2.4.11 Setup de Yao et al. (2001)

Yao et al. (2001) utilizaram um setup de ensaio projectado para ensaiar a ligação pilar-sapata sujeito a carga axial constante e carga lateral cíclica (Figura 2.17). Dois sistemas independentes de carregamento foram usados para aplicar a carga aos provetes. Primeiro, uma carga axial de 1100 kN foi aplicada à unidade de ensaio pelo sistema de carregamento axial. Em seguida, as forças laterais reversíveis foram aplicadas ao pilar por um actuador hidráulico MTS de 400 kN e de 200 mm ($\pm 100\text{ mm}$), que reage numa parede do laboratório.

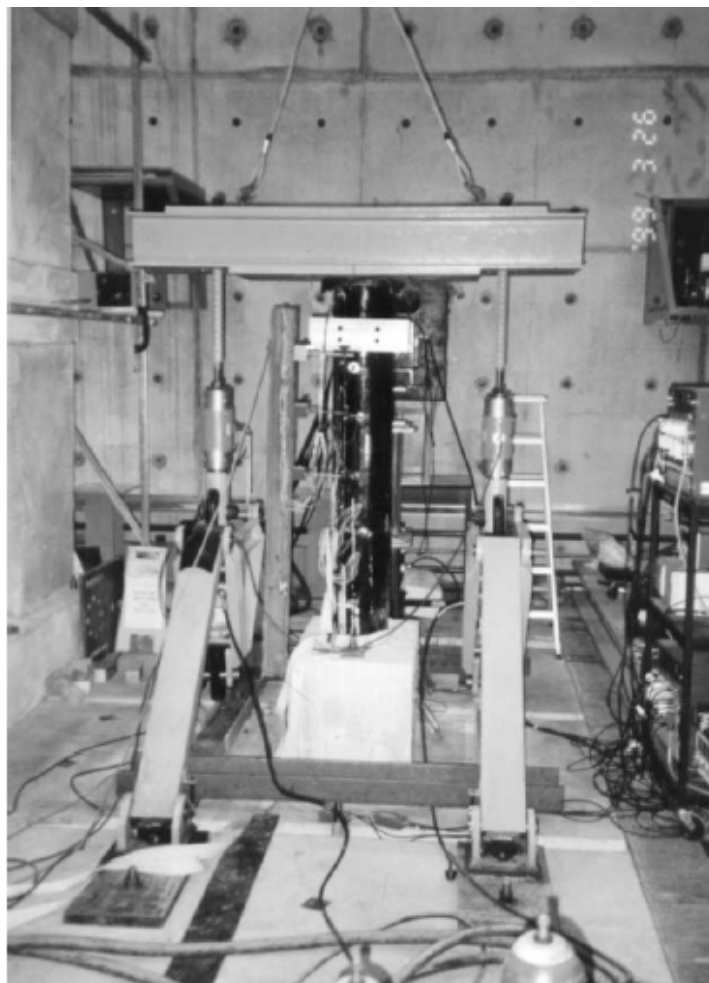


Figura 2.17 - Setup de ensaio (Yao et al., 2001).

Cada pilar foi instrumentado para monitorizar a deformação axial, as cargas, as extensões e as deformações laterais ao longo da altura do pilar. Foram utilizados cinco tipos de instrumentação, que incluem:

1. célula de carga e transdutores de deslocamento;
2. LVDTs montados na superfície do betão para capturar o deslocamento do perfil;
3. extensómetros de resistência eléctrica para medir deformações e tensões;
4. AE (emissões acústicas) para monitorizar a propagação das fendas ao longo do provete e
5. registos fotográficos do pilar fissurado e modos de rotura.

Para os pilares convencionais de betão armado, foram usados modos de controlo de deslocamento e de força. Nos ensaios dos pilares de betão armado encamisados com tubos compósitos, apenas foi usado o modo de controlo de deslocamento. Depois da máxima carga axial ser aplicada, a força lateral foi aplicada simetricamente em ambos os sentidos. Para cada pico de drift dos deslocamentos foram realizados três ciclos de carregamento. As curvas histeréticas (relação entre a carga lateral aplicada e o deslocamento da extremidade livre do pilar no ponto de aplicação da carga) foram registados e visualizados em contínuo durante o ensaio.

2.4.12 Setup de Qiu et al. (2002)

Qiu et al. (2002) apresentaram um setup para realizar ensaios biaxiais com carregamento no plano X e Y e usaram apenas o controlo por deslocamento (Figura 2.18). Uma das dificuldades associadas a ensaio de carregamento biaxial é a não linearidade geométrica introduzida pelos actuadores em ambas as direcções. Na maioria das situações, essa dificuldade pode ser ultrapassada pelo uso de um transdutor externo separado. A modificação deve ser feita aos deslocamentos medidos no transdutor de deslocamentos internos. Assim, o Laboratório Estrutural do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Tsinghua – República Popular da China, usa actuadores e sistema de controlo produzido em cooperação com a MTS (Americana). Com base neste sistema de ensaio, foram desenvolvidos três sistemas de software de controlo, nomeadamente,

software de ensaio pseudo-dinâmico (TUT), software de ensaio quasi-estático (TUST), e software de ensaio multi-dimensional (TUMT). No TUMT, foram empregues seis tipos de esquemas de carregamento, e podem ser escolhidos pelo utilizador. Este software tem também uma função de simulação de teste. O TUMT adoptou uma tabela e gráfico de interface de entrada de parâmetros estruturais, configuração dos equipamentos, monitorização em tempo real e controlo ao longo dos ensaios. Um simples menu de entrada é empregue em TUMT, os parâmetros de entrada são o número de actuadores, os graus de liberdade dos provetes, número do canal do transdutor de deslocamento, número do canal da célula de carga, número de canais, valores iniciais por defeito, amplitude do incremento, passo (incremento) de carregamento, número de ciclos para cada amplitude, direcção de carregamento, valor de tolerância, nome do ficheiro e o trajecto do resultado, a máxima velocidade dos actuadores e muito mais. Existem três modos de controlo de deslocamentos, i) controlo da curva de deslocamento interno, cuja medida de deslocamento provém do transdutor dos actuadores; ii) controlo da curva de deslocamento externo, cuja medida de deslocamento é do transdutor do provete; iii) comando de controlo, em que o sinal de comando é enviado apenas ao actuador, sem comparação e decisão entre valor esperado e medido. Adicionalmente, TUMT pode mostrar simultaneamente, os valores medidos, curva de histereses, traço de carregamento e a deformada do provete.

Assim, o setup de ensaio utilizado por estes investigadores é ilustrado na Figura 2.18, em que um macaco fornece a força vertical constante, dois actuadores com $\pm 250\text{ mm}$ de curso e $\pm 250\text{ kN}$ de força máxima fornecem as forças horizontais. A carga axial vertical é aplicada com auxílio de quatro varões tal como se pode ver na Figura 2.18.

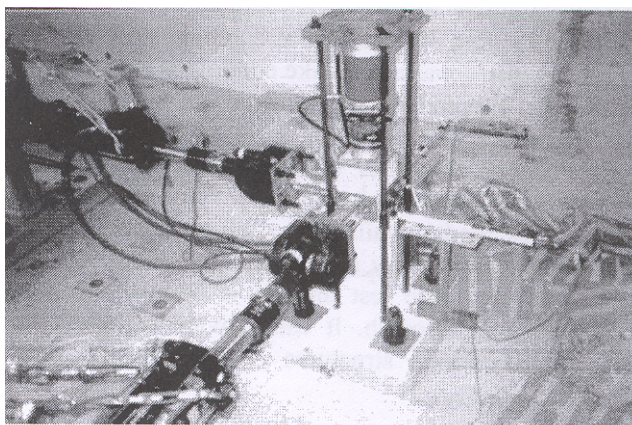


Figura 2.18 - Setup de ensaio (Qiu et al., 2002).

Quando há um deslocamento no topo do pilar, a direcção da carga não permanece constante, o que afectará os resultados. Entretanto, a componente horizontal da carga pode ser facilmente calculado pela deformada geométrica do setup de ensaio. Essas correcções foram efectuadas pela subtracção da quantidade da componente horizontal da carga vertical na carga horizontal medida.

2.4.13 Setup de Orozco e Ashford (2002)

Orozco e Ashford (2002) apresentaram o setup de ensaio para pilares apresentado na Figura 2.19. O pilar provete foi fixado a um pavimento rígido através de 8 tirantes de aço de alta resistência de 35 *mm* de diâmetro. Um actuador de 979 *kN* de capacidade, com um curso de ± 610 *mm*, foi colocado entre uma parede rígida e o cabeçote do pilar.

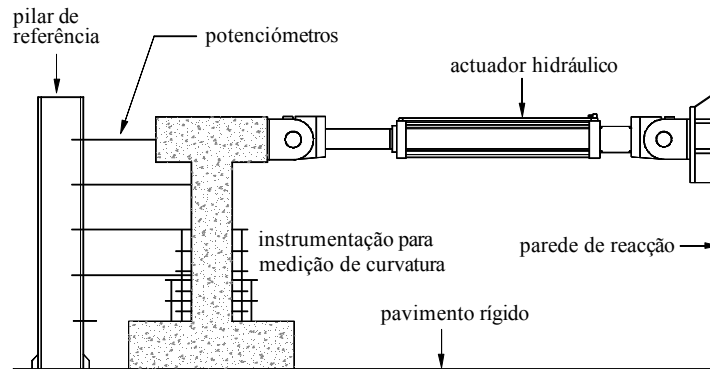


Figura 2.19 - Setup de ensaios rápidos e lentos (Orozco e Ashford, 2002).

Uma célula de carga no interior do actuador media os níveis de carga lateral nos dois ensaios (rápidos e lentos). O deslocamento lateral da extremidade do pilar foi medida por uma série de potenciômetros lineares que foram ligados no meio do cabeçote de carga. Adicionalmente, foram ligados outros três potenciômetros lineares localizados a 457 mm , 914 mm e 1372 mm a partir do topo da sapata à um pilar de referência, tal como ilustrado na Figura 2.20.

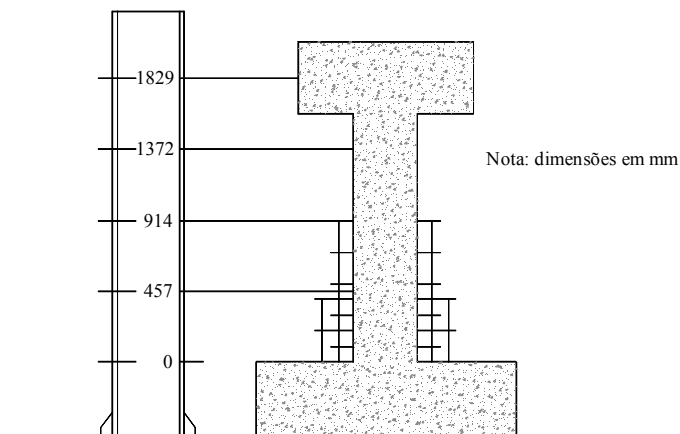


Figura 2.20 - Instrumentação do provete (Orozco e Ashford, 2002).

2.4.14 Setup de Xiao e Esmaily (2002)

Xiao e Esmaily (2002) ensaiaram seis pilares de betão armado no Laboratório Estrutural da Universidade da Califórnia do Sul (USC). Neste estudo experimental, foram projectadas duas configurações diferentes de ensaio. Para o primeiro ensaio, foi aplicado uma carga axial constante igual a 30% de $A_g f'_c$. A carga axial foi aplicada por um actuador vertical, através de um sistema de alavanca que possibilita a ampliação da força, controlado por força, de modo que a força axial aplicada fosse constante. A carga horizontal ou a carga lateral cíclica quasi-estática foi aplicada pelo actuador horizontal tal como ilustrado na Figura 2.21.

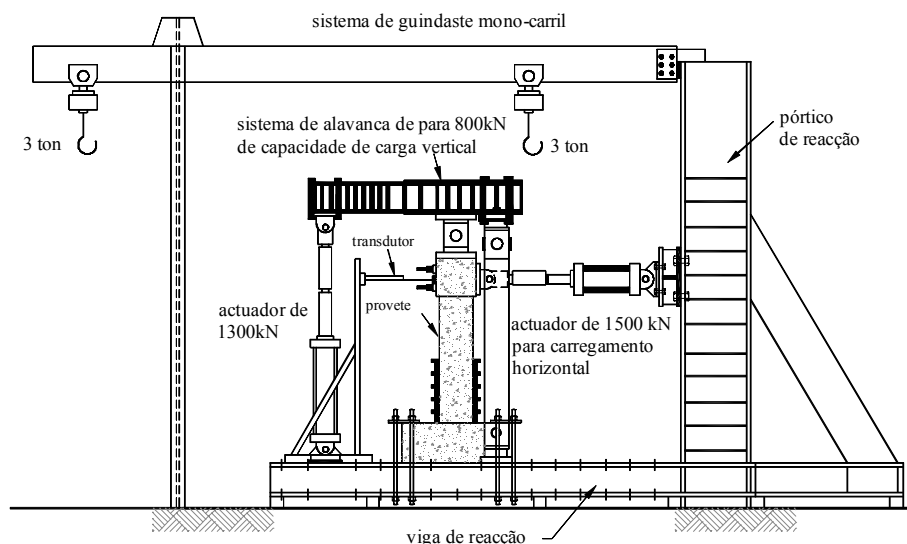


Figura 2.21 - Setup de ensaio dos pilares 1, 3, 4, 5 e 6 (Xiao e Esmaily, 2002).

Para o segundo ensaio, a carga axial foi variável e proporcional à carga lateral cíclica. O setup para o segundo ensaio é mostrado na Figura 2.22 em que um actuador de força inclinado foi aplicado para produzir uma força axial proporcional a força horizontal lateral, simulando o caso de uma carga lateral com um momento derrubador.

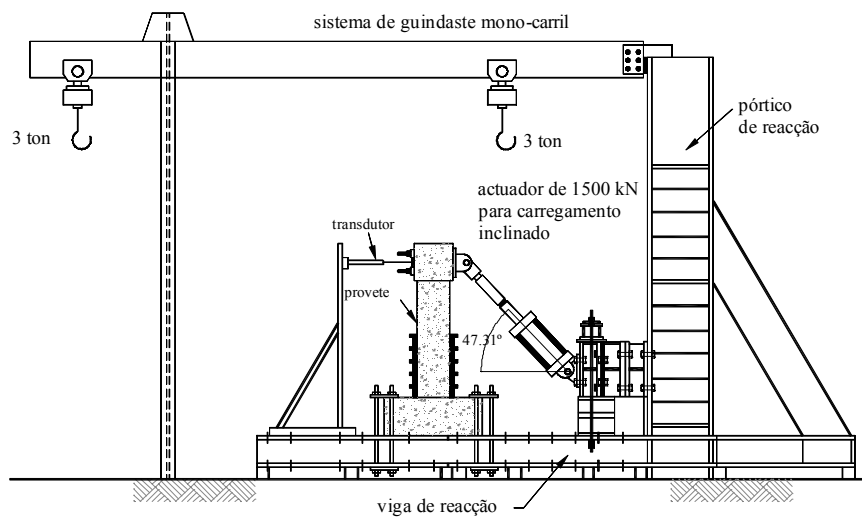


Figura 2.22 - Setup de ensaio e configuração para o pilar 2 (Xiao e Esmaily, 2002).

A condição de carregamento para os pilares é esquematicamente representada nas Figuras 2.23 e 2.24.

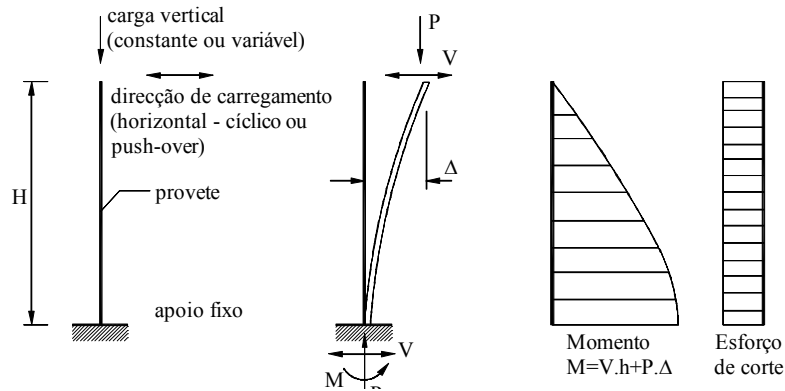


Figura 2.23 - Condições de carregamento dos provetes 1, 3, 4, 5, e 6.

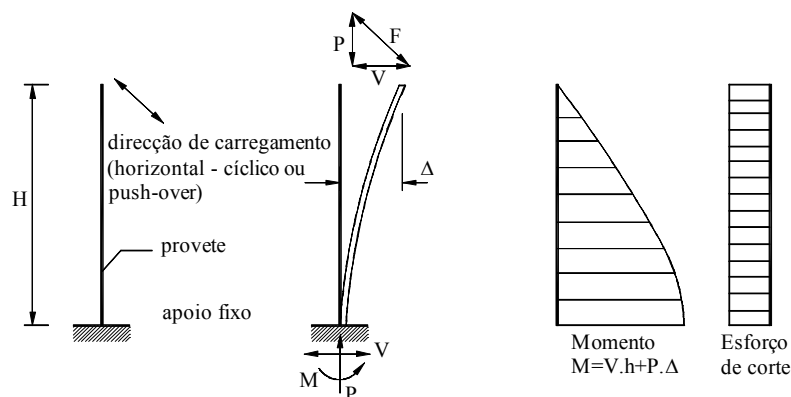


Figura 2.24 - Condições de carregamento para o provete 2.

As forças aplicadas foram medidas usando células de carga calibradas. O deslocamento horizontal foi detectado usando um potenciômetro linear com um curso de 457 *mm*. Outros dois potenciômetros lineares foram usados para medir a deformação axial dos pilares durante o ensaio.

Inicialmente, foram colados extensômetros em cinco níveis igualmente espaçadas de 12 cm, começando a partir da extremidade da sapata, tal como ilustrado na Figura 2.25. Desta maneira, a curvatura das secções nas diferentes alturas pode ser calculada tanto pelo uso de dados dos sensores lineares nos dois lados opostos, como pelo uso de extensômetros aplicados nas mesmas posições nas armaduras longitudinais. O primeiro é uma média de um certo comprimento do pilar, enquanto o segundo é a curvatura num nível específico fornecido pelos dados dos extensômetros quando estes se encontram num dado intervalo considerado fiável.

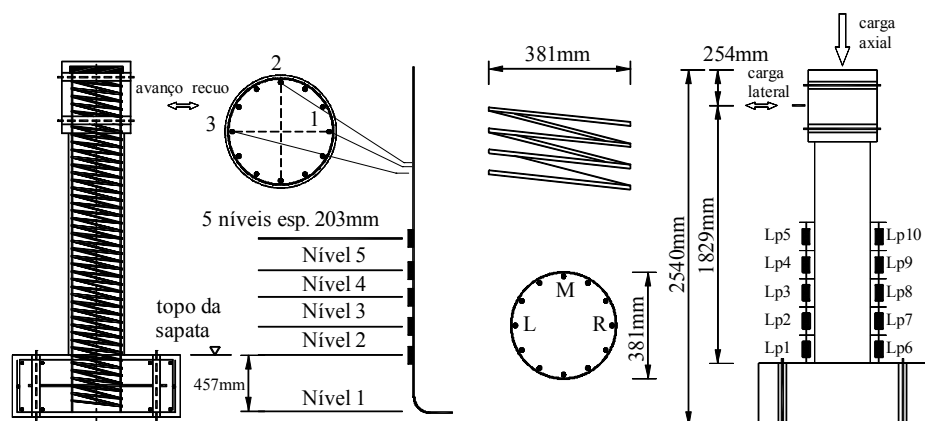


Figura 2.25 - Localização dos extensómetros e dos potenciómetros lineares nos provetes.

2.4.15 Setup do Laboratório de Estrutura de USC

Um sistema capaz de ensaiar pilares de betão armado em modelos de larga escala tem sido desenvolvido na Universidade da Califórnia do Sul (Xiao e Henry, 2002). Tal como ilustrado na Figura 2.26, o sistema de ensaio utiliza dois actuadores com 1334 *kN* de capacidade para carregamento cíclico nas direcções axial e lateral do pilar provete. Uma força axial igual a 6000 *kN* pode ser aplicada através de uma alavanca (tal como o setup descrito em 2.4.14) especialmente projectada para amplificar a saída da força de um dos actuadores por seis vezes.

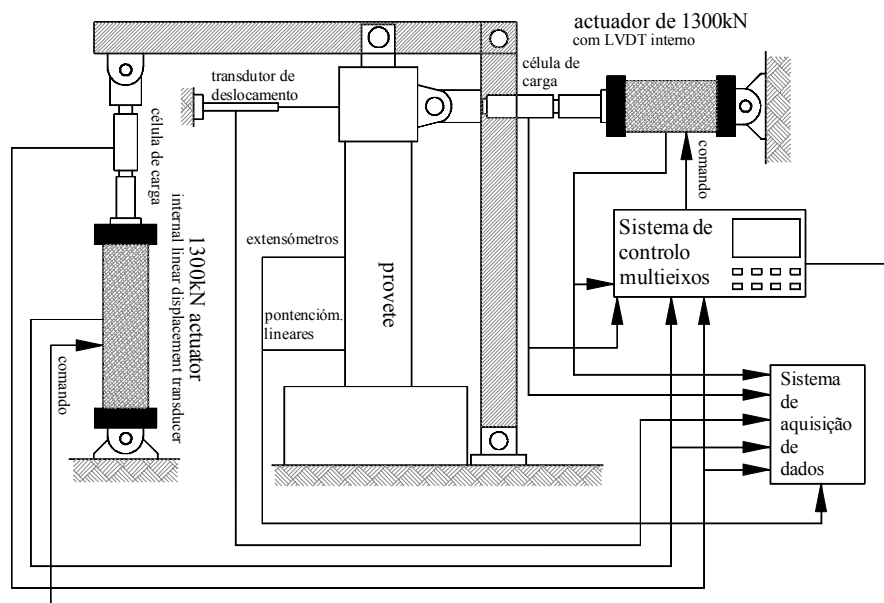


Figura 2.26 - Esboço do setup de ensaio para aplicação da força lateral (deslocamento) e uma carga axial constante, proporcionalmente variável, ou não proporcionalmente variável.

A Figura 2.27 ilustra esquematicamente o conceito do sistema de braço da alavanca para o carregamento axial. Através do acerto da distância entre o eixo dos ligadores verticais e o eixo do pilar igual a $1/5$ da distância entre o actuador vertical e o eixo do pilar, uma força de 5 vezes a força do actuador pode ser gerado nos ligadores verticais. Considerando as condições de equilíbrio vertical do braço da alavanca, pode-se facilmente perceber que a carga axial aplicada ao pilar espécime é 6 vezes a força vertical do actuador. Tal como ilustrado na Figura 2.27, se um deslocamento lateral Δ é induzido, a carga axial aplicada torna-se inclinada, e assim a verdadeira carga vertical sujeita ao pilar é a componente vertical da carga axial aplicada.

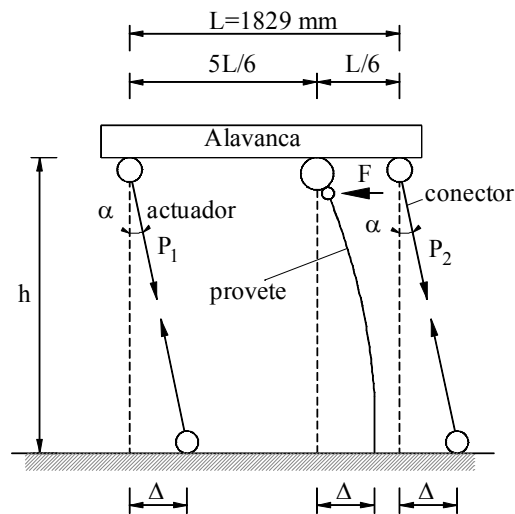


Figura 2.27 - Sistema de alavanca para carregamento axial.

Na Figura 2.28 apresenta-se o esboço de um setup de ensaio para aplicação de carga axial proporcional a carga lateral cíclica utilizada na mesma Universidade.

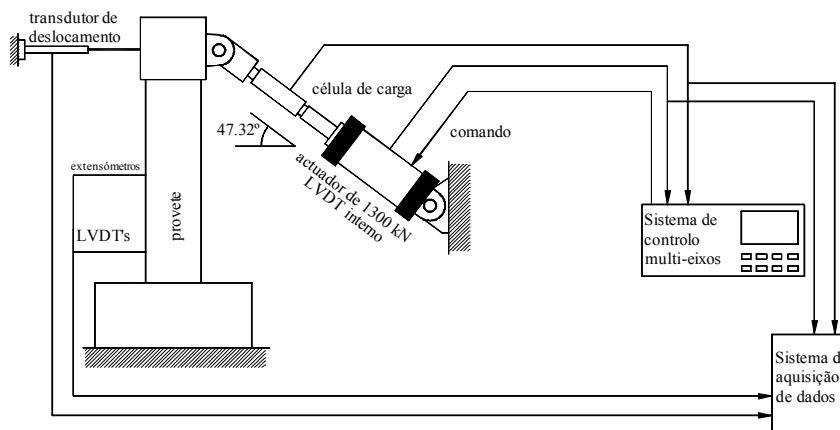


Figura 2.28 - Esboço de setup de ensaio para aplicação de carga axial proporcional à carga lateral cíclica.

2.4.16 Setup de Cheng et al. (2003)

Cheng et al. (2003) ensaiaram pilares ocos de betão armado usando o setup a seguir apresentado (Figura 2.29), não sendo muito diferente do “tradicionalmente” usado com a aplicação de carga axial através de tirantes, tal como descrito em 2.4.3, 2.4.4, 2.4.7, 2.4.9 e 2.4.11.

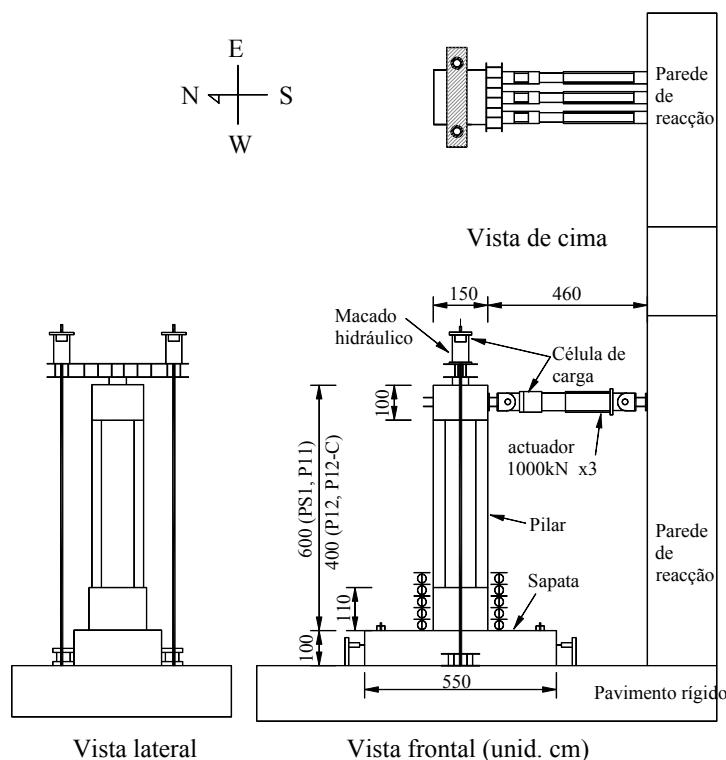


Figura 2.29 - Setup de ensaio usado por Cheng et al. (2003).

2.4.17 Setup de Matomoros e Sozen (2003)

Matomoros e Sozen (2003) ensaiam pilares com o setup de ensaio ilustrado na Figura 2.30. Tal como se pode constatar da figura, os dois elementos do pilar de cada provete são carregados antissimetricamente com cargas laterais nos pontos de inflexão assumidos. A história de deslocamentos aplicada induziu deformações cíclicas nos pilares com incursões significativas no regime não linear. Instrumentou-se com células de cargas, extensómetros eléctricos e comparadores electrónicos de deslocamentos (Figuras. 2.31 e 2.32).

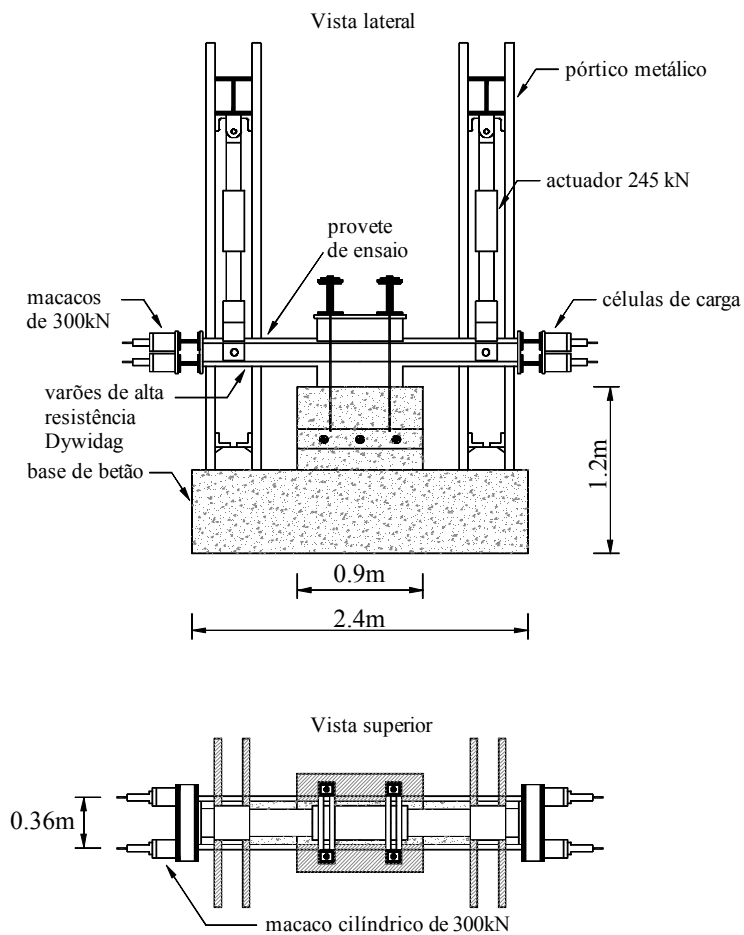


Figura 2.30 - Configuração de ensaio (Matamoros e Sozen, 2003).

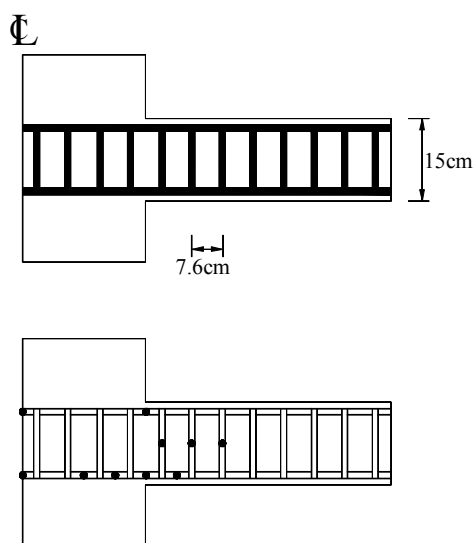


Figura 2.31 - Localização dos extensómetros (Matamoros e Sozen, 2003).

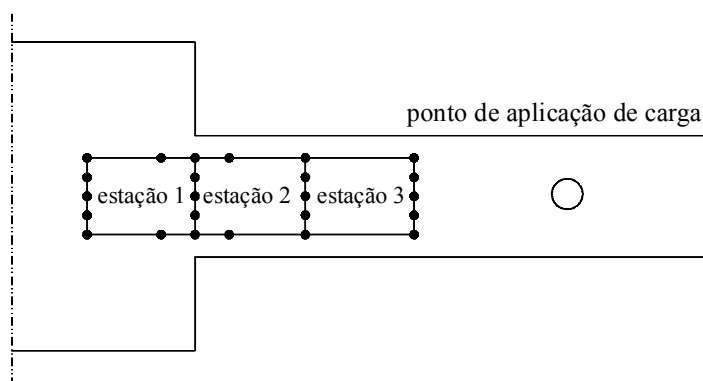


Figura 2.32 - Estações de medição usando comparadores eléctricos de deslocamentos (Matamoros e Sozen, 2003).

Os pontos de ancoragem superior e inferior foram localizados perto da posição da armadura. Essas medições forneceram informação acerca do nível de extensões de compressão no betão, profundidade do eixo neutro, distribuição ao longo do pilar das deformações da armadura traccionada.

Para os dois provetes, a história de deslocamentos, Figura 2.33 (esquema A), consistia de 4 ciclos com aumento de deslocamentos máximos, de 1.5 *cm* para o 1º ciclo para 3.2 *cm* para o 4º. Depois do 4º ciclo completo, os provetes foram sujeitos a uma deformação monotonicamente crescente até ao máximo permitido pela configuração de ensaio, aproximadamente 7.6 *cm*, correspondente a um drift de 12.5 %. Nos ensaios subsequentes, uma história diferente de deformações (Figura 2.33, esquema B) foi usado para enfatizar o efeito de ciclos repetidos com níveis crescentes de deformação. Esta história consistiu em pares de ciclos de amplitude crescente, com acréscimos de deslocamento de 0.65 *cm* após cada par de ciclos.

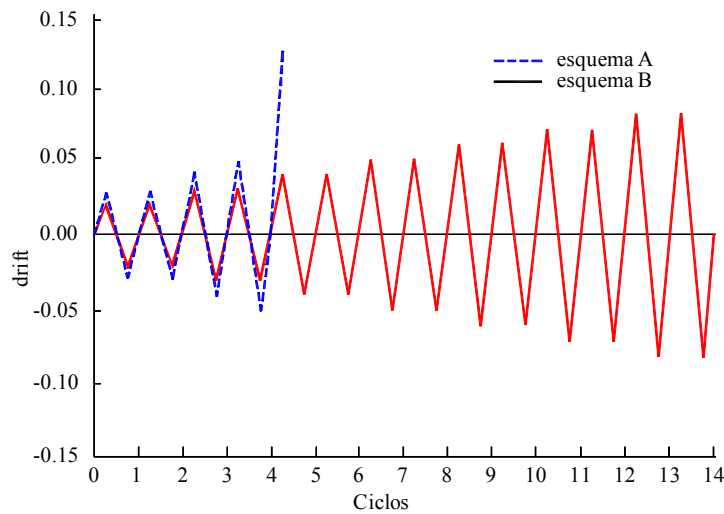


Figura 2.33 - História de deslocamentos (Matamoros e Sozen, 2003).

Nota-se que o provete é constituído por pilar duplo e o ensaio é realizado na horizontal tal como descrito em 2.4.5.

2.4.18 Setup de Xiao & Wu (2003)

Xiao & Wu (2003) ensaiaram pilares de betão armado usando uma versão idêntica ao setup de ensaio utilizado por Xiao et al. (1999) (descrito em 2.4.7 e também ao descrito em 2.4.10) apresentado na Figura 2.34. A Figura 2.35 ilustra as condições de carregamento do ensaio.

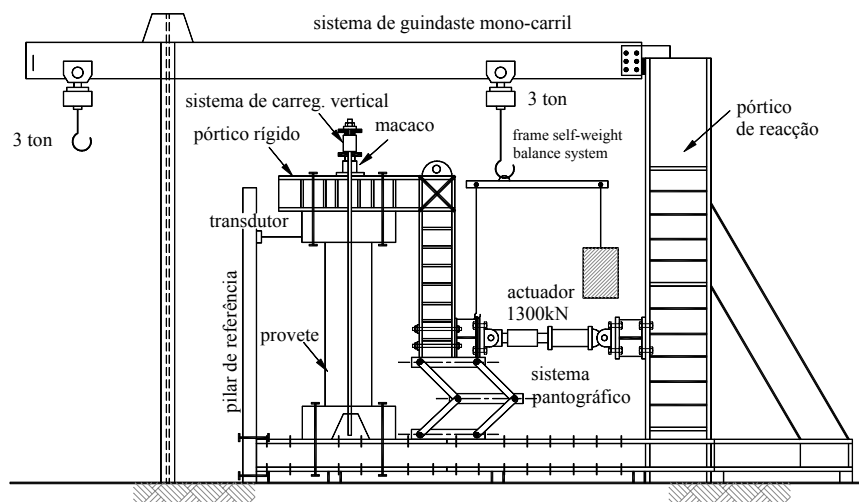


Figura 2.34 - Setup de ensaio usado por Xiao et al. (2003).

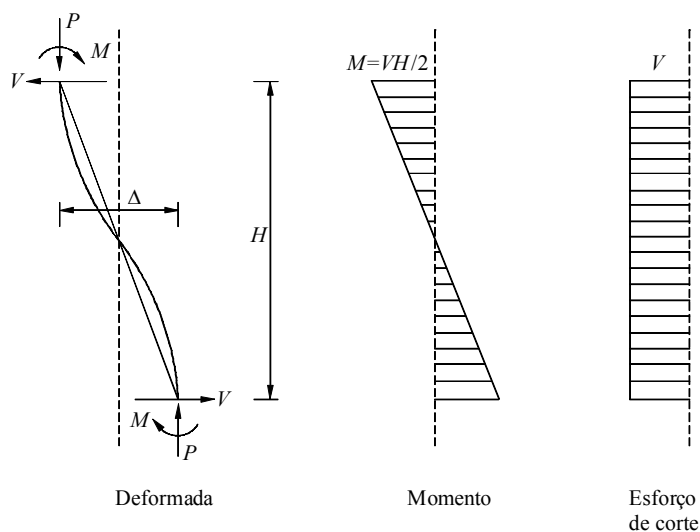


Figura 2.35 - Condições de carregamento no setup de ensaio usado por Xiao et al. (2003).

Foi usada uma célula de carga para monitorizar e registar as forças laterais aplicadas. Os deslocamentos laterais correspondentes do pilar foram medidos por um par de potenciômetros lineares de 254 mm de curso. Foram colados extensómetros de resistência eléctrica nas superfícies dos varões da armadura longitudinal, e encamisamentos metálicos.

2.4.19 Setup de Wu et al. (2003)

Wu et al. (2003) apresentaram um setup de ensaio em que o pilar provete típico é ilustrado na Figura 2.36, apresentando-se esquematicamente o setup de ensaio onde pode ser visto que o pilar foi ensaiado horizontalmente (tal como nos ensaios descritos em 2.4.5 e 2.4.17). Os apoios articulados (Figura 2.36 (a)) são o topo de um pilar em consola (ou ligação viga-pilar). Na verdade, trata-se de dois pilares em consola em que cada provete apresentado na Figura 2.36 (a) é usado para dois ensaios diferentes através de um reforço temporário de um dos lados enquanto se ensaia o outro lado, tal como ilustrado na Figura 2.37.

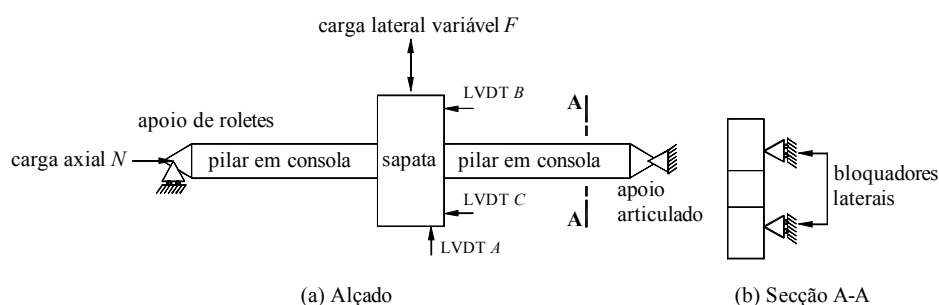


Figura 2.36 - Provede de ensaio (Wu et al., 2003).

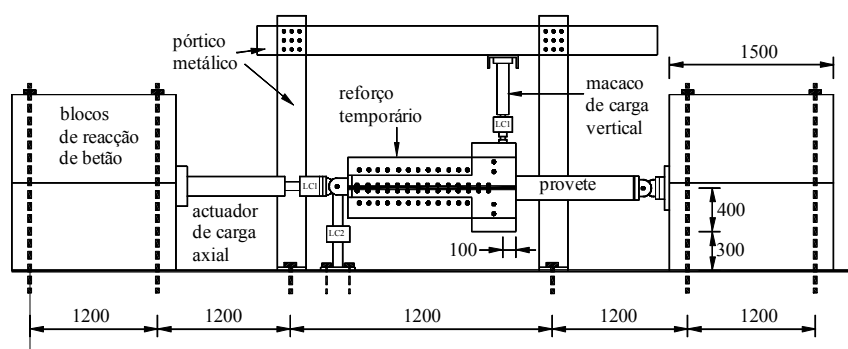


Figura 2.37 - Esquema do setup de ensaio (Wu et al., 2003).

Os ensaios visavam avaliar a eficiência do reforço de pilares com emendas da armadura longitudinal na potencial região de rótula plástica reforçados com placas de aço nas faces da direcção do ensaio. Assim, a instrumentação envolveu a medição de cargas verticais e horizontais, deslocamentos, extensões nas armaduras e placas de aço, bem como o

escorregamento (relativo ao movimento da armadura longitudinal) entre a placa de aço de reforço e o betão. Para o registo do carregamento, foram usados 3 células de cargas. Os deslocamentos foram medidos em três pontos com transdutores de deslocamentos (LVDTs). Essas três medidas foram usadas para calcular o deslocamento lateral do topo do pilar em relação a base. Os extensómetros foram colocados nos varões da armadura longitudinal e transversal junto a base de cada pilar (Figura 2.38) de forma a monitorizar como a distribuição das extensões na secção transversal do pilar era afectada pelos procedimentos de reforço com placas de aço. Para finalizar, nas placas de aço foram colados também extensómetros na mesma secção transversal tal como ilustrado na Figura 2.39. Os pontos de medição dos escorregamentos foram fixados no topo, a meio e na extremidade inferior da placa ao longo do seu comprimento.

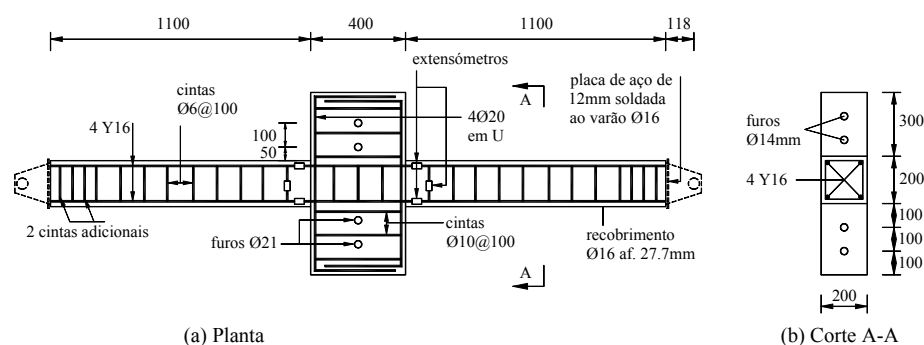


Figura 2.38 - Detalhes do provete de ensaio (Wu et al., 2003).

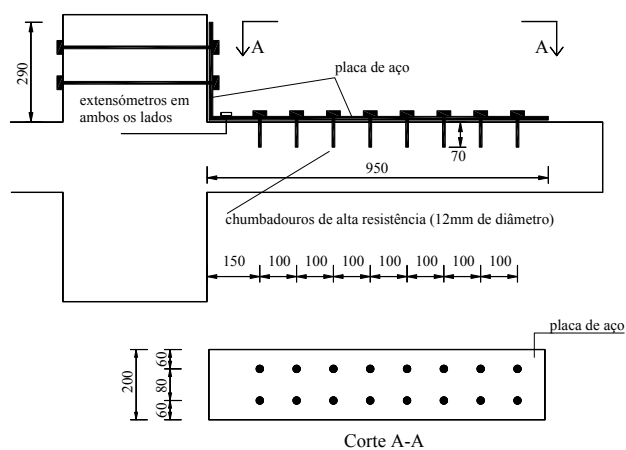


Figura 2.39 - Detalhes do reforço (Wu et al., 2003).

Em cada ensaio foi mantida uma carga axial de 360 kN, correspondente a uma força axial reduzida de 0.225 ($N=0.225 f_c A_c$), que foi previamente aplicada através do controlo de carga. Depois, o actuador vertical foi comandado para impor um determinado deslocamento lateral no pilar.

2.4.20 Setup de Lee et al. (2003)

A Figura 2.40 ilustra um sistema de carregamento usado por Lee et al. (2003). Usando um aparelho de carregamento desenvolvido pelo Instituto de Pesquisas em Edifícios (BRI) no Japão, com princípios de controlo por deslocamento, carregamentos cíclicos positivos e negativos de força axial constante foi implementado de acordo com a lei de carregamento cíclicos ilustrado na Figura 2.41.

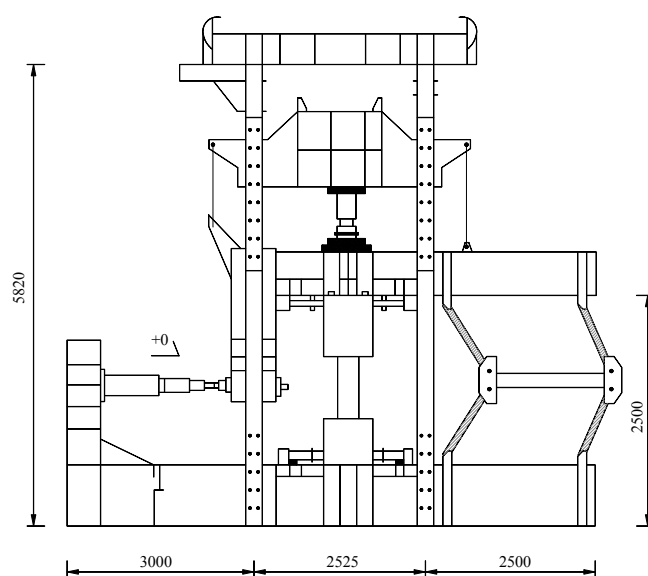


Figura 2.40 - Setup de ensaio (Lee et al., 2003).

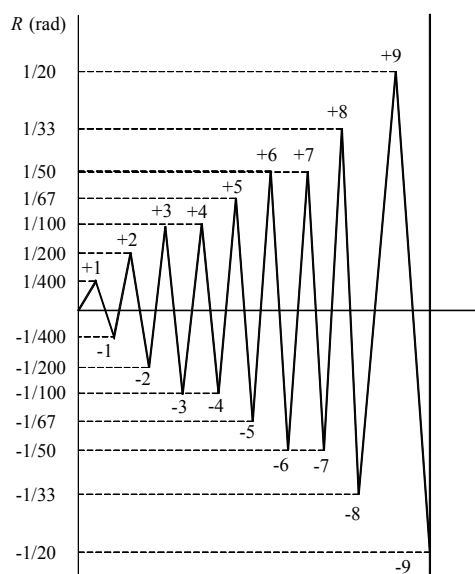


Figura 2.41 - Lei de deslocamentos (Lee et al., 2003).

A instrumentação utilizada permitiu registar a força horizontal, a força axial, deslocamento horizontal, deslocamento vertical, ângulo de rotação das extremidades do espécime e as extensões das armaduras e do encamisamento com manta de carbono (CFS).

De forma a manter a carga axial aplicada paralela a secção em estudo, foram utilizados braço de carregamento lateral em L e um pantógrafo, prevenindo eventuais rotações indesejáveis no decorrer do ensaio, tal como descrito em 2.4.10.

2.4.21 Setup de Abdullah e Takiguchi. (2003)

Abdullah e Takiguchi (2003) projectaram um setup de ensaio para pilares sujeitos a forças laterais cíclicas com carga axial mantida constante. As sapatas dos pilares foram bem apertadas à viga de reacção do pórtico no pavimento rígido usando parafusos, enquanto na parte superior (cabeçote) só permitia deslocamentos horizontais, não permitindo rotação na extremidade superior do pilar. A carga axial foi aplicada através de um número de placas de aço (Figura 2.42). Este sistema de carregamento desloca o pilar numa curvatura dupla (pilar bi-encastado), Figura 2.43, simulando uma condição semelhante ao caso de um pilar inserido num pórtico. Para assegurar que o cabeçote e a sapata permanecessem paralelos

durante os ensaios, um sistema restaurador mantinha-os paralelos, constituído por 8 macacos hidráulicos.

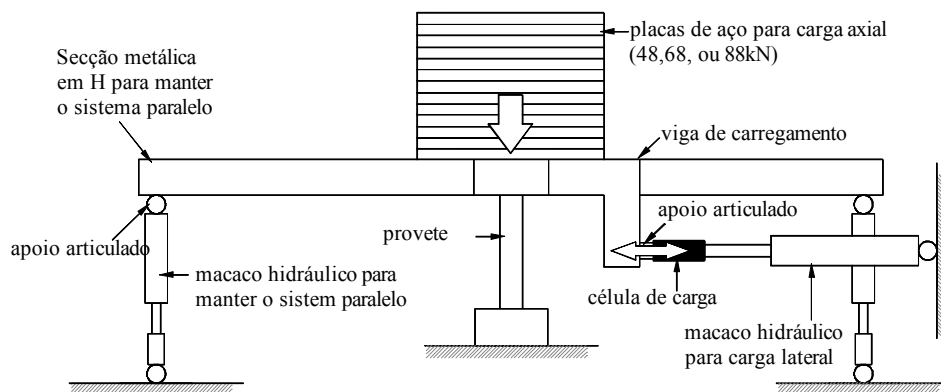


Figura 2.42 - Setup de ensaio (Abdullah e Takiguchi, 2003).

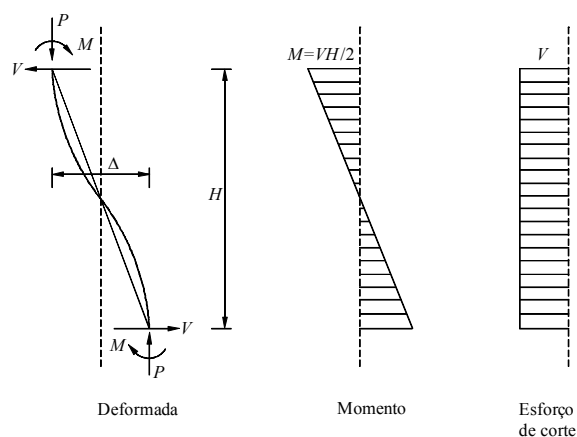


Figura 2.43 - Condições de carregamento.

Tal como ilustrado na Figura 2.44, 3 ciclos completos de carga lateral foram aplicados aos provetes antes do carregamento monotónico até a rotura. Os deslocamentos em ambos sentidos (positivo e negativo) para o 1º, 2º e 3º ciclo foram 20, 30 e 40 mm, respectivamente, seguido de um carregamento monotónico até a rotura na direcção positiva.

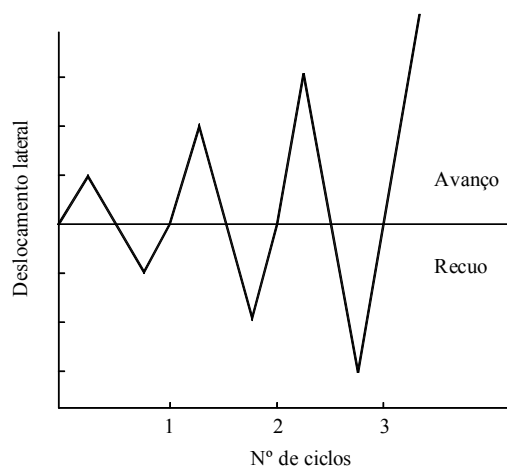


Figura 2.44 - História de carregamento (Abdullah e Takiguchi, 2003).

A carga lateral foi aplicada por um actuador hidráulico com 500 *mm* de curso, controlado manualmente, com uma capacidade de 200 *kN*, ligado a um braço em forma de L a meia altura do pilar.

Os deslocamentos dos pilares provetes nas direcções vertical, horizontal e diagonal foram medidos e registados através de um sistema de medição de deslocamentos com três transdutores com 1000 *mm* de capacidade de medição, dois LVDTs de 100 *mm* e três de 25 *mm* de curso, respectivamente. Este sistema de medição é capaz de ter em conta qualquer rotação do cabeçote (topo) que possa ocorrer durante os ensaios.

2.4.22 Setup de Ho e Pam (2003)

Ho e Pam (2003) ensaiaram pilares sujeitos a baixa carga axial de compressão ($P/A_g f_{cu} = 0.1$), que foi mantida quase constante ao longo do ensaio, e sujeitos ao momento de curvaturas cíclicas reversíveis, que foi aplicado através de uma viga rígida horizontal ligado a uma das extremidades do pilar. Saliente-se que neste setup não são impostos deslocamentos horizontais ao pilar como na generalidade dos setups referidos anteriormente. O momento no topo do pilar resulta da imposição de uma rotação imposta através da viga rígida ligada ao topo do pilar. A Figura 2.45 ilustra o diagrama esquemático do setup de ensaio, em que o provete é ensaiado com a viga rígida em cima e o topo para baixo (invertido).

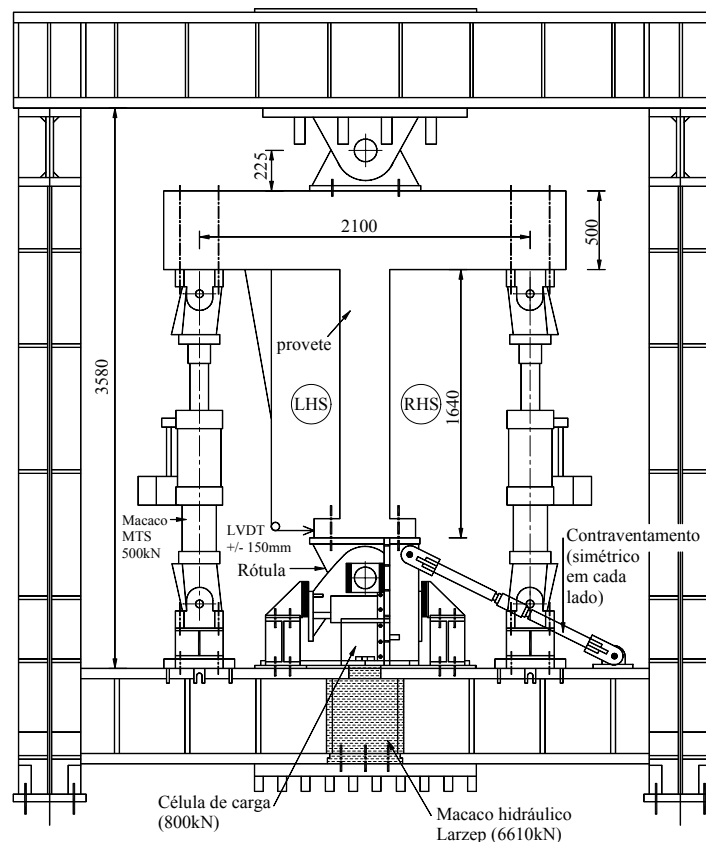


Figura 2.45 - Setup de ensaio usado por Ho e Pam (2003).

Na monitorização do comportamento do pilar durante o ensaio foram usados os seguintes tipos de instrumentação:

1. extensómetros: colocados na armadura longitudinal e transversal em vários locais tal como ilustrado na Figura 2.46 para medir as extensões na armadura longitudinal, enquanto os extensómetros colocados na armadura transversal permitiram medir as extensões devidas ao corte e ao efeito de confinamento, bem como, as extensões de corte.
2. LVDTs: foram instalados 7 LVDTs em ambas faces extremas traccionadas do pilar, cuja localização é ilustrada na Figura 2.46. Destes LVDTs, o par localizado a 25 mm acima da interface viga-pilar dá a máxima curvatura do pilar. Essa curvatura foi mais tarde usada para determinar os valores da cedência e última, da qual o factor de ductilidade última da curvatura foi calculado. Adicionalmente, um LVDT ($\pm 150\text{ mm}$ de curso) foi instalado na extremidade do pilar para medir o deslocamento.

3. Célula de carga: dois actuadores MTS servo hidráulicos com 500 kN , cada um com célula de carga interna para medir a intensidade da força produzida, foram ligados a cada uma das extremidades da viga rígida para aplicar rotações cíclicas ao pilar. Foi instalado um actuador Larzep abaixo da articulação para aplicação da carga axial, e também uma célula de carga externa no topo do actuador para monitorizar o carregamento.

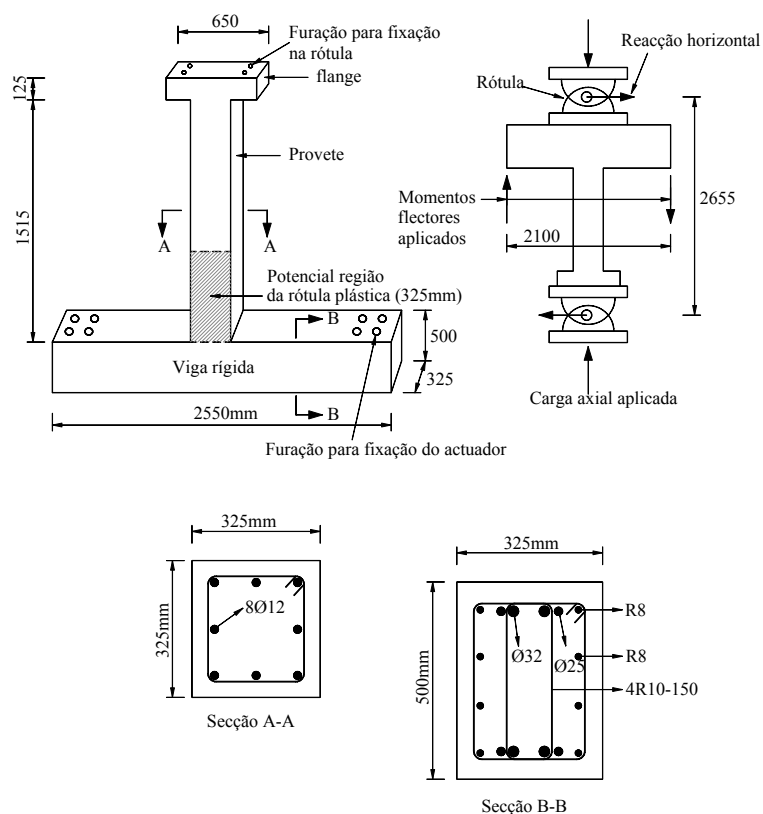


Figura 2.46 - Perspectiva e aplicação de carregamento nos provetes de ensaio (Ho e Pam, 2003).

2.4.23 Setup de Saatcioglu e Yalcin (2003)

Saatcioglu e Yalcin (2003) realizaram ensaios em pilares de betão armado usando três actuadores hidráulicos MTS servo controlados com 1000 kN de capacidade. Os pilares foram fixados ao pavimento rígido do laboratório através de 4 tirantes. Dois actuadores

foram montados verticalmente, um em cada lado do pilar, para aplicar uma força de compressão axial constante de 1800 kN durante o ensaio (isso correspondia a aproximadamente 13% da capacidade do pilar). O terceiro actuador foi montado horizontalmente e suportado por um pórtico de reacção. A força lateral foi aplicada lentamente em modo de controlo por deslocamento, sendo constituído por incrementos de drift lateral cíclico de 0.5, 1.0, 2.0%, etc. até a resistência de carga cair até pelo menos 50%. A Figura 2.47 ilustra o setup de ensaio.

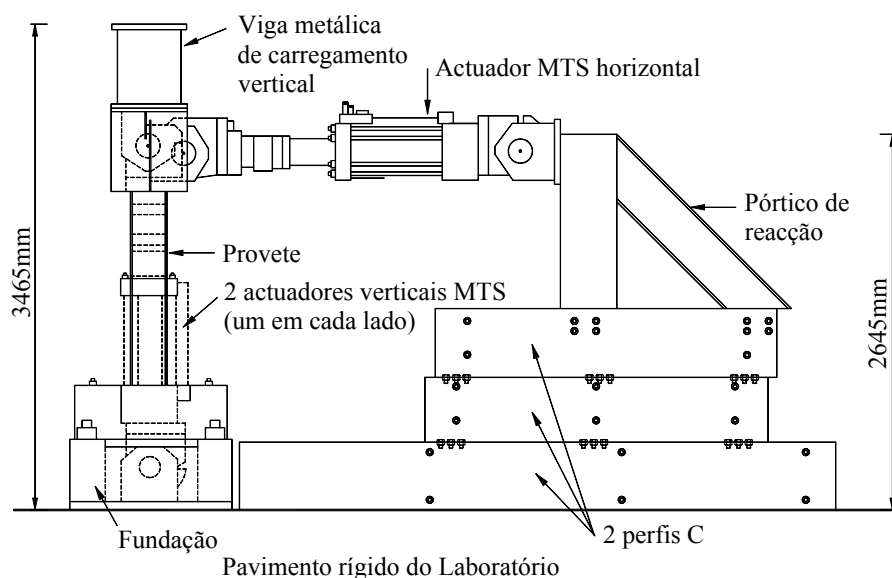


Figura 2.47 - Setup de ensaio (Saatcioglu e Yalcin, 2003).

Os pilares foram instrumentados para medir deslocamentos e extensões. Foram usados LVDTs para medir deslocamentos. 4 LVDTs foram colocados verticalmente em dois lados opostos, perpendiculares à direcção de carregamento perto da base para medir rotações entre 300 e 600 mm a partir da sapata. Outros dois LVDTs temposónicos foram colocados no pilar próximo da base para medir a extensão da armadura longitudinal junto da sapata. Outro LVDT temposónico foi colocado horizontalmente a 1485 mm da sapata para medir a deflexão do topo.

2.4.24 Setup de Melek et al. (2003)

Melek et al. (2003) ensaiaram seis pilares de betão armado com detalhes construtivos tidos em conta nos padrões usados antes de 1960, usando o setup ilustrado na Figura 2.48. A carga lateral é aplicada com um actuador hidráulico ATLAS de 556 kN com 609.6 mm de curso. O actuador é ligado ao pilar provete numa extremidade e ao pórtico metálico de reacção na outra extremidade usando braçadeiras ligadoras de tirante que permitem rotações livres no plano vertical do actuador. Um controlador MTS 407 ligado à central hidráulica é usado para controlar o actuador de carga e deslocamento. Um esquema do sistema de controlo é ilustrado na Figura 2.49.

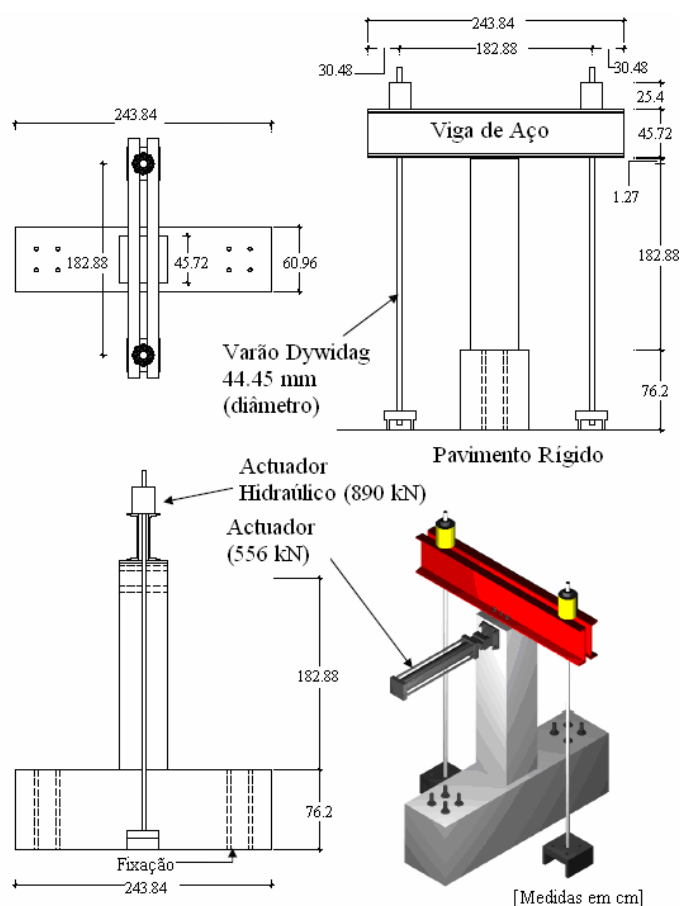


Figura 2.48 - Setup de ensaio usado por Melek et al. (2003).

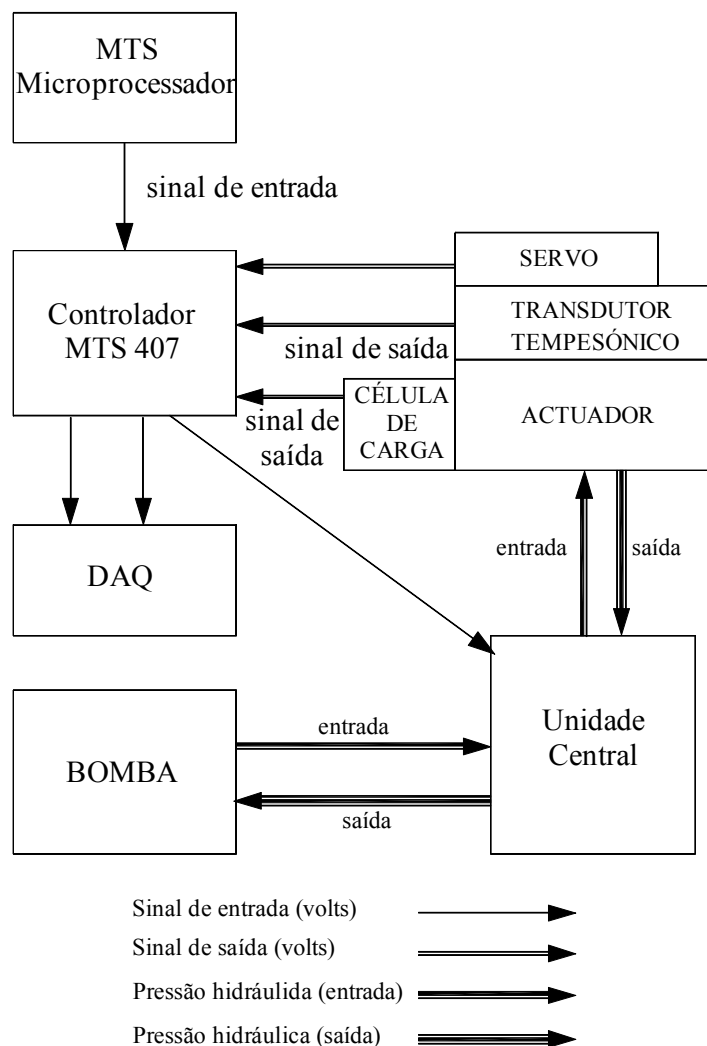


Figura 2.49 - Esquema do controlo do actuador (Melek et al., 2003).

A carga axial em cada provete é mantida constante durante a aplicação da história de deslocamentos laterais. O conjunto de peças para a aplicação de carga axial consiste em dois macacos cilíndricos vazados da Enerpac RCH – 1003 de 890 *kN* de capacidade, dois tirantes Dywidag de 46 *mm*, dois canais metálicos MC 18x51.9 A 572, e duas placas de aço de 76.2 *mm* de espessura. A ligação no topo do pilar para a aplicação da carga axial foi estabelecida usando chumbadouros de 15.9 *mm* de diâmetro que foram ancorados no betão no topo do pilar. Os provetes foram sujeitos a carga axial através de tirantes de Dywidag de 46 *mm* de diâmetro em tensão. O tirante Dywidag, ligado a uma placa de 76.2 *mm* de espessura, foi ancorado ao pavimento rígido com quatro tirantes de 31.8 *mm* de diâmetro. Uma bomba manual com um reservatório foi usada para dar pressão aos cilindros da

Enerpac. Realizou-se uma calibração da pressão-força dos extensômetros antes do ensaio. Durante o ensaio, a pressão hidráulica foi continuamente monitorizada e ajustada para manter o nível desejado de carga axial constante.

Nestes ensaios, foram utilizados diferentes tipos de instrumentação para monitorizar a carga lateral aplicada e o deslocamento, extensão da armadura longitudinal e transversal, deformações do pilar devido à flexão e corte, e rotação e translação.

Para cada provete, as extensões das armaduras foram medidas usando 27 extensômetros para varões longitudinais e 6 para os transversais.

As deformações (flexão, corte e deslocamento lateral) foram medidas com transdutores lineares de voltagem (LVDTs) ($\pm 38.1 \text{ mm}$).

2.4.25 Setup de Pavese et al. (2004)

Pavese et al. (2004) realizaram uma campanha de ensaios experimentais de pilares ocos de pontes em regime quasi-estático pela aplicação de séries de três ciclos com aumento de nível de drift (0.4%, 1.2%, 2.4%, 3.6% e 4.8%, sempre que possível) no topo dos pilares provetes usando um actuador hidráulico horizontal. A carga vertical foi aplicada usando um tirante de aço de alta resistência, de 32 mm de diâmetro, traccionado por pos-tensão e ligado a um macaco hidráulico usado para balancear a variação da carga durante o ensaio. Os provetes foram fixos ao pavimento rígido com sistema de vigas de aço e tirantes pré-esforçados (Figura 2.50a).

O sistema de aquisição de dados incluiu a medição global de deslocamentos horizontal, vertical e diagonal, bem como deformações longitudinais (curvatura) na região da rótula plástica. Utilizou-se também extensômetros nos estribos e varões longitudinais, células de carga e LVDTs (Figura 2.50b), fazendo-se também uma monitorização da possível translação e rotação da base.

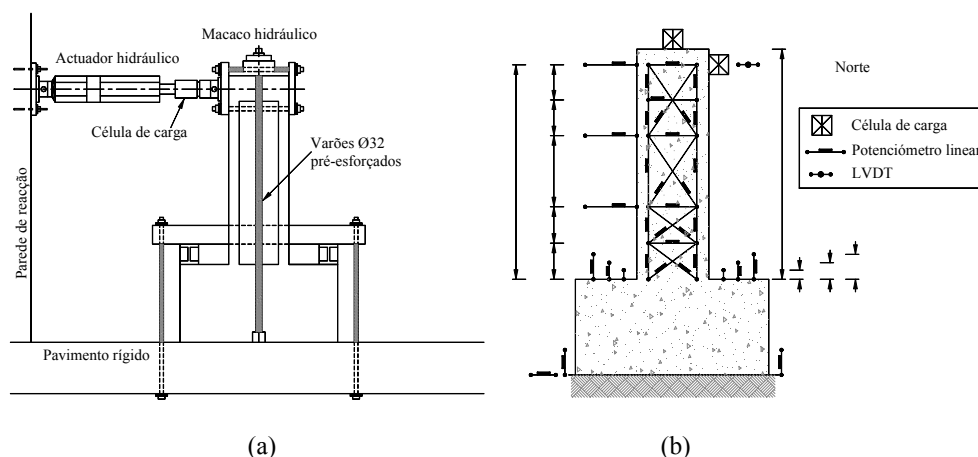


Figura 2.50 - (a) Setup de ensaio e (b) Arranjos dos transdutores no provete de ensaio (Pavese et al., 2004).

2.4.26 Setup de Mo et al. (2004)

De forma a estudar o comportamento de pilares ocos de pontes reforçados com FRP no âmbito de projecto de comboio de alta velocidade em Taiwan, Mo et al. (2004) realizaram testes em pilares em que o pilar provete foi montado verticalmente com a sapata apoiada numa fundação metálica, e na extremidade do pilar foi apoiado num macaco hidráulico para fornecer força axial, tal como ilustrado na Figura 2.51. Foi utilizado um actuador horizontal fixado a uma parede de reacção para imposição de deslocamentos horizontais no topo do pilar. Usou-se um actuador com 500 *kN* de capacidade e um curso de 150 *mm* em ambos sentidos. Cada provete foi instrumentado com células de carga, transdutores de deslocamentos e extensómetros para monitorizar os deslocamentos aplicados e as correspondentes cargas, bem como as extensões resultantes e deformações relativas.

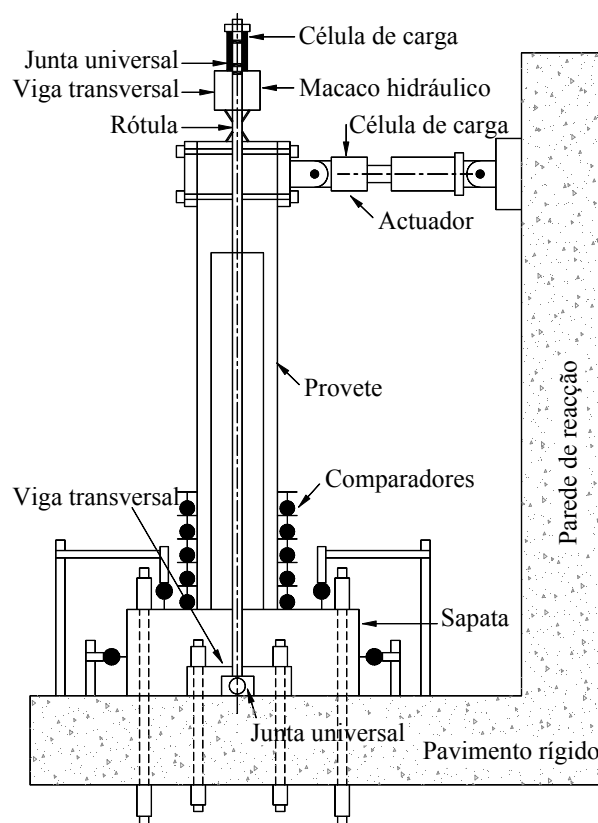


Figura 2.51 - Setup de ensaio usado por Mo et al. (2004).

A carga horizontal foi aplicada numa velocidade quasi-estática em ciclos por controlo de deslocamentos com $\pm 5 \text{ mm}$, $\pm 10 \text{ mm}$, $\pm 20 \text{ mm}$, etc. para cada provete até a rotura.

2.4.27 Setup de Chang et al. (2004)

Chang et al. (2004) apresentaram um setup em que o provete foi montado num pavimento rígido, sendo o pilar de betão armado axialmente carregado por um par de tirantes de alta resistência pré-esforçados de 39 mm de diâmetro através de uma viga rígida que fora colocado ao longo do topo do pilar (Figura 2.52). A força lateral foi aplicada no topo do provete através de um actuador servo-hidráulico, que foi montado horizontalmente na parede de reacção. Utilizou-se um actuador do tipo estático, MTS 243.70, de extremidade simples. Uma célula de carga interna e um transdutor de deslocamento linear variável (LVDT) foram usados para medir a força restauradora desenvolvida pelo provete e o

deslocamento imposto, respectivamente. Como o pilar de betão armado foi simulado como um sistema de um grau de liberdade na realização do ensaio pseudo dinâmico, o setup é o mesmo que o utilizado para ensaios de carregamentos cíclicos.

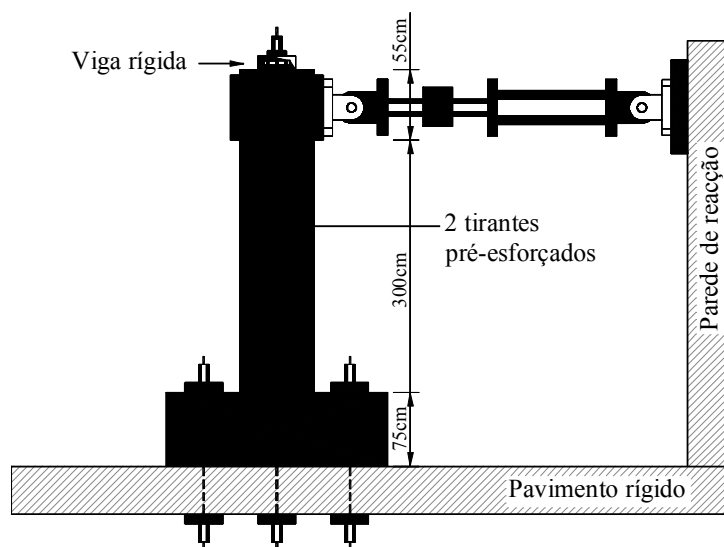


Figura 2.52 (a) - Setup de ensaio de pilares de betão armado de ponte (Chang et al., 2004).

Todos os ensaios, foram realizados com uma carga axial de 680 kN ($\nu = 0.072$, secção transversal de $750 \times 600\text{ mm}$ e resistência de compressão do betão igual a 21 MPa) correspondente ao nível de carga considerado pelo Bureau de Auto-estradas de Taiwan para simular a superestrutura de duas vias de uma ponte. Uma célula de carga foi montada numa das extremidades de cada tirante pré-esforçado e foi usada para medir a força de tracção instalada em cada tirante. A carga axial do pilar da ponte de betão armado é aplicada através de um par de tirantes pré-esforçados durante o ensaio, este não irá introduzir nenhuma componente horizontal de força se o pilar da ponte experimentar deformação desprezável. Entretanto, surge uma componente horizontal da carga axial associada ao deslocamento horizontal no topo do pilar. É aparente que essa componente horizontal de força será incluída na leitura da célula de carga interna do actuador servo-hidráulico. Por este motivo, é necessária uma correcção da força medida de forma a obter o desenvolvimento da força restauradora mais realista no decorrer de um ensaio cíclico ou pseudo-dinâmico. Os detalhes da correcção da força lateral são esquematicamente mostrados na Figura 2.53, onde o eixo do pilar coincide com o eixo dos tirantes pré-

esforçados quando o deslocamento horizontal é zero no ponto onde o actuador servo-hidráulico é imposto. No entanto, quando é imposto um deslocamento horizontal, os eixos deixam de coincidir, porque o pilar não se deforma linearmente enquanto o tirante pré-esforçado é deformado como uma componente de duas forças. O deslocamento horizontal do eixo do pilar da ponte no ponto onde o actuador servo-hidráulico impõe é designado como d , e similarmente o deslocamento horizontal para o eixo dos tirantes pré-esforçados é designado como \bar{d} ; é importante notar que a diferença entre d e \bar{d} é muito pequena, uma vez que estes encontram-se localizados praticamente juntos ao nível do topo do pilar. O deslocamento horizontal imposto introduzirá ao par de tirantes pré-esforçados uma componente horizontal de força, cujo valor é igual a

$$P_h = \frac{P \bar{d}}{\sqrt{\bar{d}^2 + (H + h)^2}} \quad (2.9)$$

Porque o valor de d pode ser medido do LVDT interno no actuador servo-hidráulico, \bar{d} não é mensurável nos ensaios, e como $d \approx \bar{d}$, o deslocamento \bar{d} foi assumido igual à d no cálculo da componente horizontal da carga axial. Como resultado, a força restauradora realmente desenvolvida pela estrutura de ensaio pode ser calculada por

$$r = \bar{r} - \frac{P d}{\sqrt{d^2 + (H + h)^2}} \quad (2.10)$$

onde:

\bar{r} = a força da célula de carga do actuador servo-hidráulico; e

P = carga axial medida aplicada através do par de tirantes pré-esforçados.

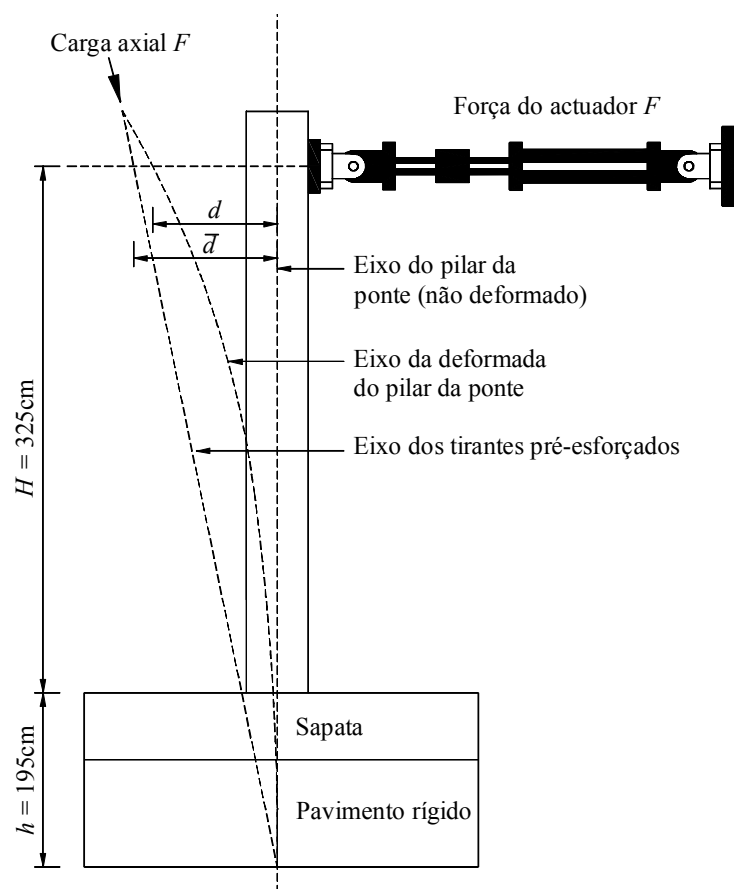


Figura 2.53 - Correção da força lateral (Chang et al., 2004).

2.4.28 Setup de Xiao et al. (2004)

Xiao et al. (2004) apresentaram outro setup de ensaio (Figura 2.54) projectado por Yan Xiao e Wenhui He. Este setup permite aplicar forças laterais através de um actuador hidráulico pseudo controlado para pilar modelo de larga escala na condição de uma consola vertical. Uma carga axial constante de 2000 kN foi aplicada ao pilar através de pré-esforço de dois tirantes de aço de alta resistência de 50 mm de diâmetro usando dois macacos hidráulicos ocos de 1500 kN de capacidade. As forças nos tirantes foram transferidas ao pilar modelo através de uma viga montada no topo do pilar. Tendo em vista eliminar a flexão nos tirantes de alta resistência, foi projectado um aparelho rotulado que foi ligado na extremidade inferior de cada tirante.

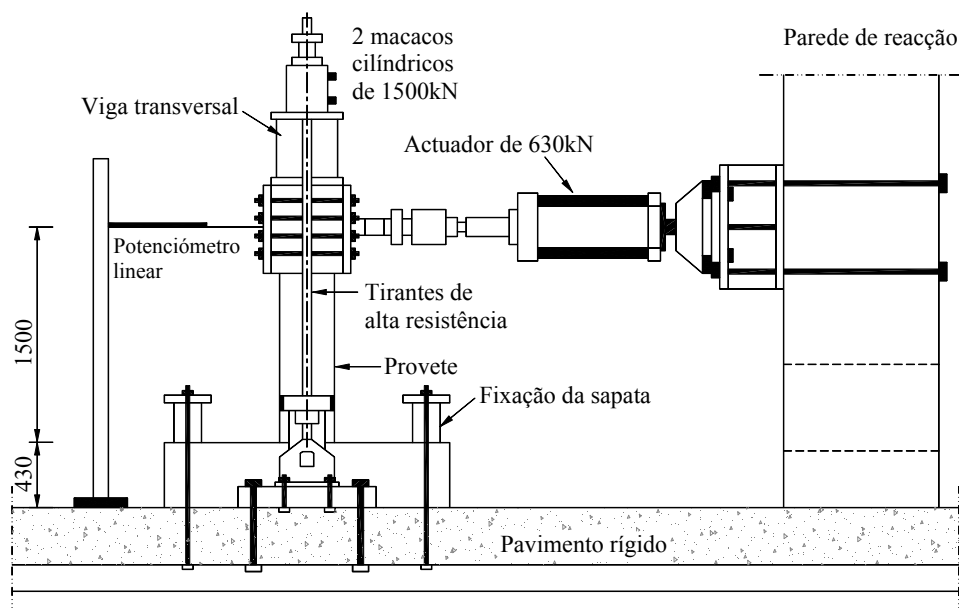


Figura 2.54 - Setup de ensaio (Xiao et al., 2004).

A carga axial aplicada ao pilar foi medida por um conjunto de extensómetros colados nos tirantes de alta resistência. Os deslocamentos laterais impostos foram medidos por um transdutor de deslocamento interno do actuador e por um potenciômetro linear externo. A força lateral correspondente foi registada pela célula de carga do actuador. Como os ensaios visavam o estudo de pilares reforçados com tubos de aço e CFRP, foram utilizados extensómetros colados na superfície dos encamisamentos para medir as deformações nestes elementos.

2.4.29 Setup da Universidade de Canterbury

Na Figura 2.55 apresenta-se o setup de ensaio usado na Universidade de Canterbury utilizado por Zahn, Park e Priestley (Priestley et al., 1989) no estudo da resistência e da ductilidade de pilares de betão armado sujeitos à flexão biaxial. A carga axial foi aplicada através de apoios de roletes através de uma máquina de ensaio universal electrohidráulica e mantida constante para o nível requerido durante o ensaio. A carga lateral foi aplicada ciclicamente através de um actuador hidráulico no cabeçote localizado na zona central do provete, sendo o ensaio realizado por controlo de deslocamentos.

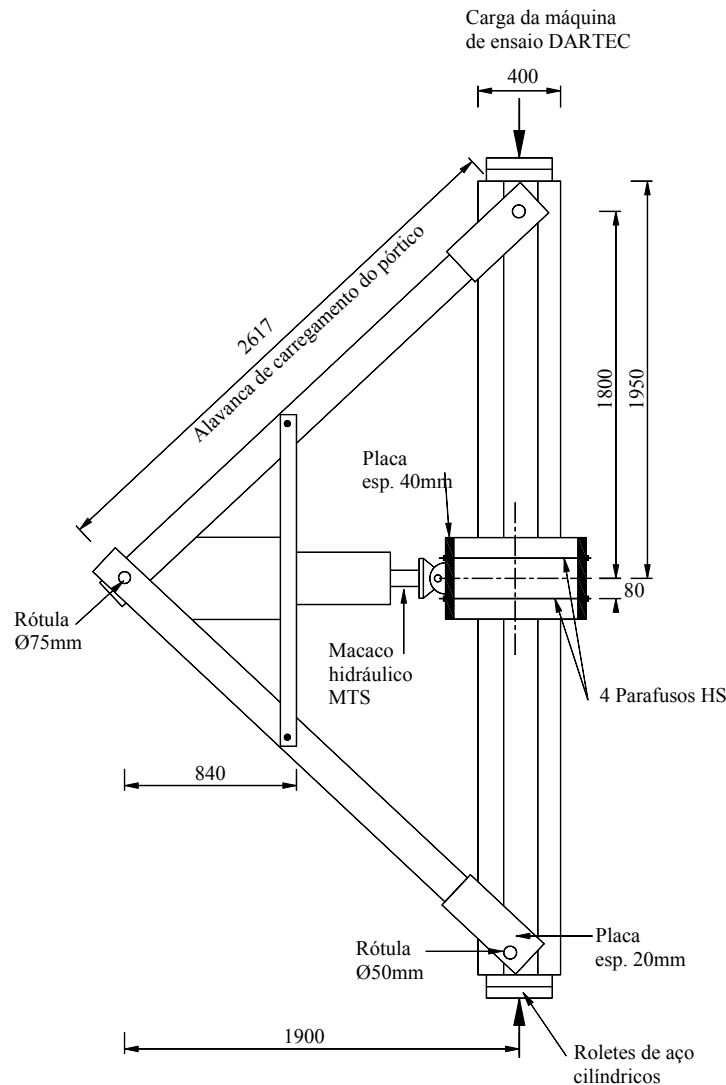


Figura 2.55 - Setup de carregamento directo usado na Universidade de Canterbury.

A carga lateral foi aplicada na diagonal da secção do pilar. O deslocamento no cabeçote central foi medido usando-se três potenciômetros lineares. A rotação plástica em cada unidade geralmente começa quer por cima ou por baixo do cabeçote central e, adicionalmente, a rotação das rótulas plásticas tendem a concentrar-se na rótula plástica, que se forma primeiro, causando a rotação do cabeçote central. O verdadeiro deslocamento da consola, denominado Δ_{top} e Δ_{inf} para o topo e a extremidade inferior do provete, respectivamente, foi calculado adicionando-se ou subtraindo-se a quantidade $\theta * h$ no deslocamento central do cabeçote Δ (Figura 2.56). A rotação θ do cabeçote central foi

obtida das medições dos três potenciômetros. A Figura 2.57 ilustra também como foram medidas as curvaturas nas regiões de potenciais rótulas plásticas.

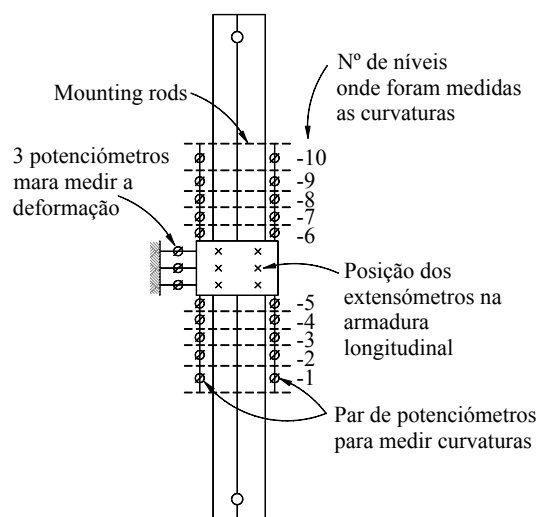


Figura 2.56 - Instrumentação do provete (Priestley et al., 1989).

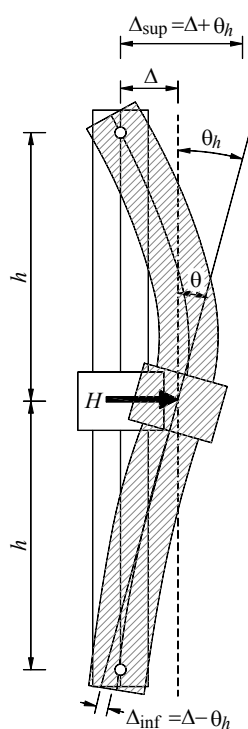


Figura 2.57 - Assimetria nas rótulas plásticas do provete ensaiado (Priestley et al., 1989).

2.4.30 Setup de Chun e Park

Na Figura 2.58 apresenta-se o setup de ensaio para estudo de comportamento de pilares utilizado por Chun e Park. A sapata do pilar foi apertada num pavimento rígido com seis tirantes de aço de alta resistência, e cada tirante foi pré-esforçado com 200 kN para prevenir escorregamento e levantamento do provete quando sujeito a elevada carga lateral. Uma carga axial foi aplicada ao pilar provete usando dois macacos hidráulicos e tirantes de alta resistência antes da aplicação da carga lateral. A força foi transferida ao pilar através de uma viga atravessada no topo do provete. Foi ligado um dispositivo ao macaco para manter a pressão constante e prevenir a variação da pressão do óleo no macaco devido a força de relaxação do tirante de alta resistência e o deslocamento lateral do provete. A carga lateral foi monotonicamente imposta à 750 mm acima da sapata do pilar, usando-se um actuador de 500 kN de capacidade. A rotação do pilar foi restringida por um dispositivo ligado a viga lateral de carregamento.

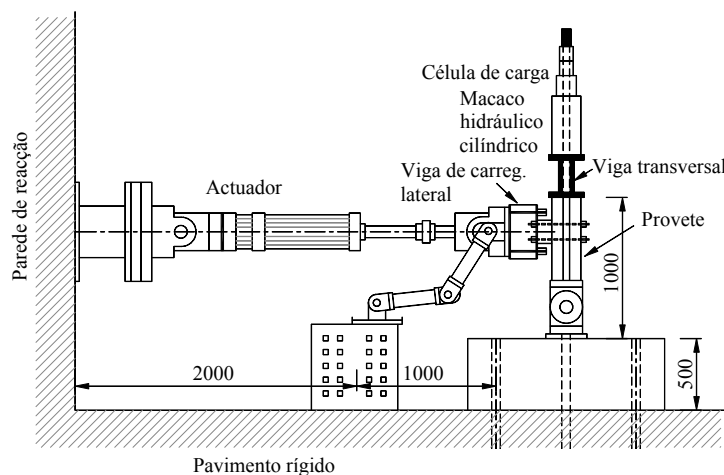


Figura 2.58 - Setup de ensaio usado por Chun e Park.

Para medir o deslocamento lateral foram usados três transdutores de deslocamento localizados a 750 mm acima da sapata e dois a 1000 mm . Para determinar a curvatura dentro da região da rótula plástica, foram instalados verticalmente dois transdutores de deslocamento verticalmente nos dois lados do pilar. Foram instalados seis extensómetros na armadura longitudinal e oito no estribo situado mais abaixo.

2.4.31 Setup de Li e Chang

Li e Chang testaram pilares de betão armado usando o método de controlo de deslocamento para proceder a ensaios de carregamento cíclico. Os actuadores aplicavam a carga horizontal e vertical com uma viga horizontal no topo do pilar (Figura 2.59). Notar que este setup de ensaio é mais uma variante do “tradicional” setup muito usado em que a carga axial é aplicado por pré-esforço dos tirantes.

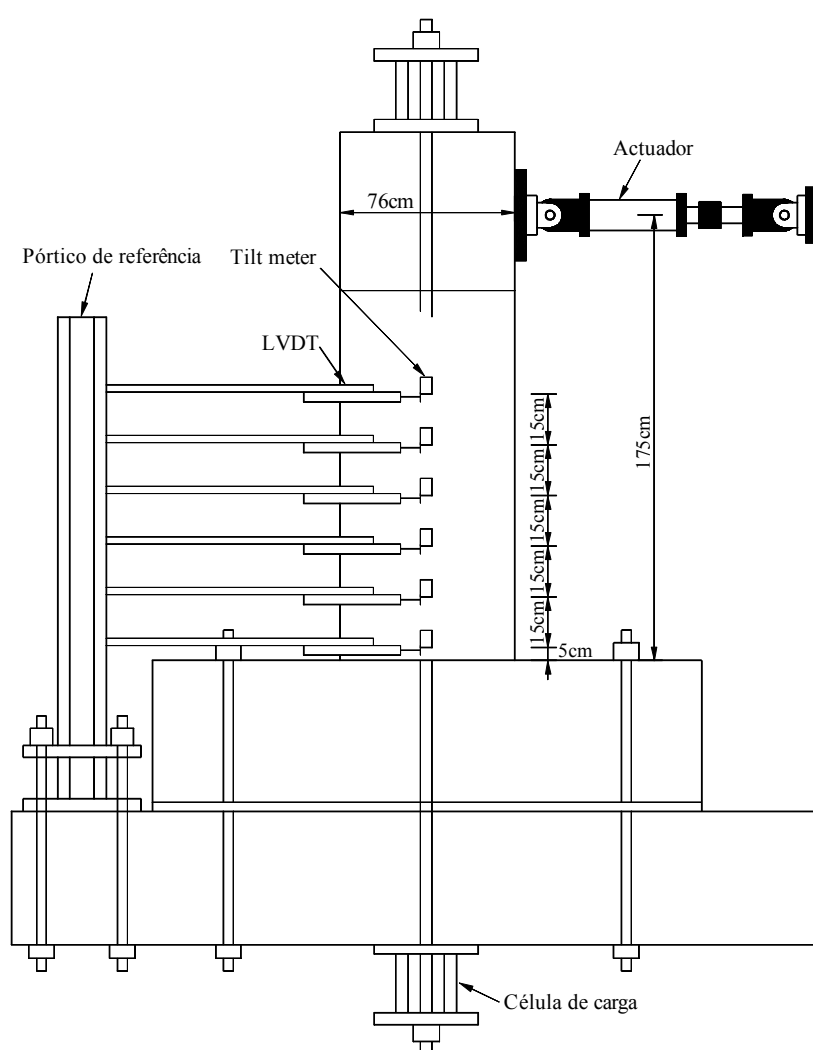


Figura 2.59 - Setup de ensaio usado por Li e Chang.

2.4.32 Setup de Lukkunaprasit e Sittipunt (2003)

Para ensaiar o melhoramento da ductilidade de pilares de betão armado moderadamente confinados com estribos, Lukkunaprasit e Sittipunt (2003) realizaram uma série de ensaios usando o setup de ensaio apresentado na Figura 2.60, onde a sapata do pilar é encastrada ao pavimento rígido através de seis tirantes de alta resistência para uma força total de 3000 *kN*. Adicionalmente, foi usado um sistema de escoras e tirantes para melhor restringir o deslocamento lateral da fundação, minimizando assim o seu deslocamento. Utilizou-se o mesmo sistema de aplicação da carga axial que o descrito em 2.4.28 (através de macaco hidráulico no topo do pilar e um sistema de viga e dois tirantes de alta resistência). Para a aplicação da carga cíclica lateral, foi utilizado um actuador de 1000 *kN* que foi ligado ao provete através de um ferrolho colocado numa bucha próximo do topo do pilar.

Para prevenir deslocamentos laterais fora do plano durante os ensaios, foi usado um sistema de apoio lateral.

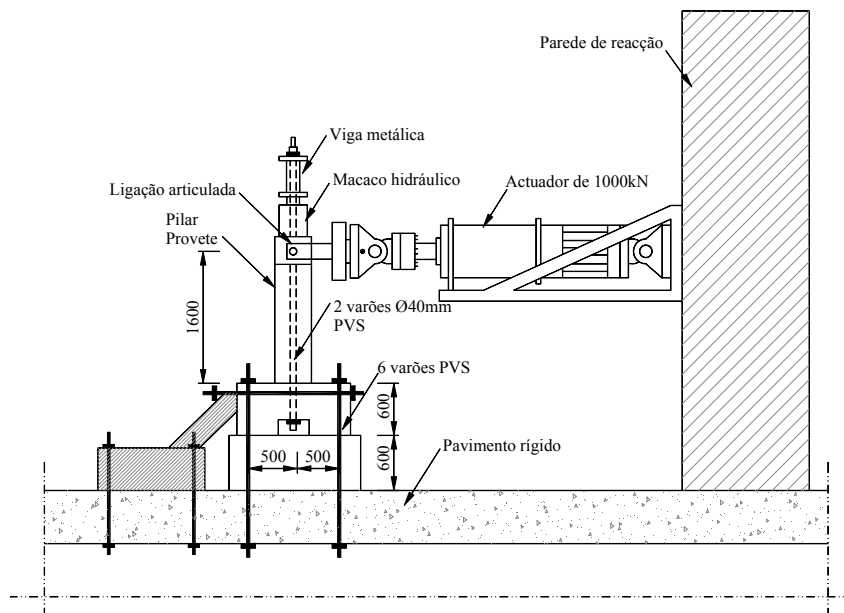


Figura 2.60 - Setup de ensaio usado por Lukkunaprasit e Sittipunt (2003).

2.4.33 Setup de Ensaio usado por Stapleton (2004)

A Figura 2.61 representa o setup de ensaio utilizado por Stapleton (2004), idêntico ao descrito em 2.4.2, em que o pilar provete foi fixo por tirantes e adicionalmente alguns suportes para inibir eventuais deslocamentos da sapata durante os ensaios. O pórtico de reacção é rigidificado por meio de um elemento horizontal (escora/tirante).

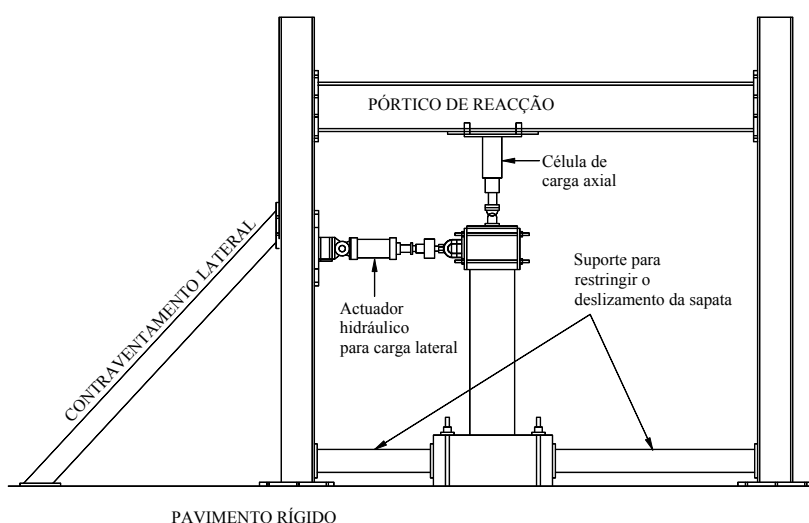


Figura 2.61 - Setup de ensaio usado por Stapleton (2004).

2.4.34 Setup de Ensaio usado por Júlio (2001)

Eduardo Júlio (Júlio, 2001) apresentou resultados de ensaios de pilares reforçados por encamisamento de betão armado realizados no LEME (Laboratório de Ensaio de Materiais e Estruturas) do DEC (Departamento de Engenharia Civil) da FCTUC (Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra). Na Figura 2.62 pode-se ver o esquema do setup de ensaio e a história de deslocamento utilizada (Figura 2.63).

O sistema adoptado de aplicação da carga horizontal é constituído por um actuador DARTEC M1000/A, bi-rotulado, fixado numa parede de reacção numa das extremidades e fixado ao pilar na outra através de um conjunto de quatro chapas e duas células de carga ligadas por quatro parafusos pré-esforçados. A opção de bi-rotular o actuador

relativamente à alternativa de o rotular simplesmente, que obrigaria a ter um furo ovalizado devido ao deslocamento vertical originado pela rotação da secção, tem a vantagem de eliminar a introdução de esforço transversal e momento flector no êmbolo, para cargas cíclicas, facto que poderia danificá-lo. Em relação à solução de utilizar uma biela entre o actuador e o modelo apresenta as vantagens de reduzir a inclinação da força aplicada em relação à horizontal e de não provocar flexão no actuador.

A carga axial foi aplicada através de um sistema constituído por dois elementos metálicos tubulares, formados por soldadura de dois perfis UNP 200, ligados por dois cabos de pré-esforço e reforçados com chapas de aço nas zonas de ancoragem destes. Um dos elementos encosta à face inferior da sapata do modelo quando o outro é afastado por um macaco hidráulico ENERPAC 20 TNF, em que se apoia. O macaco hidráulico apoia-se numa célula de carga, que indica o valor do esforço axial instalado, centrada no topo do modelo. Os cabos de pré-esforço passam por uma guia junto à base do modelo para que a carga seja centrada mesmo para grandes rotações da secção de topo do modelo. O valor da carga axial manteve-se constante em todos os ensaios e igual a $170 \pm 10 \text{ kN}$.

O sistema de fixação do modelo é constituído por dois elementos metálicos tubulares, formados por soldadura de dois perfis UNP 200, reforçados com chapas, fixados à laje do laboratório por meio de quatro varões Dywidag pré-esforçados de forma a que o deslizamento e a rotação da base do modelo fossem nulos (Figura 3.7).

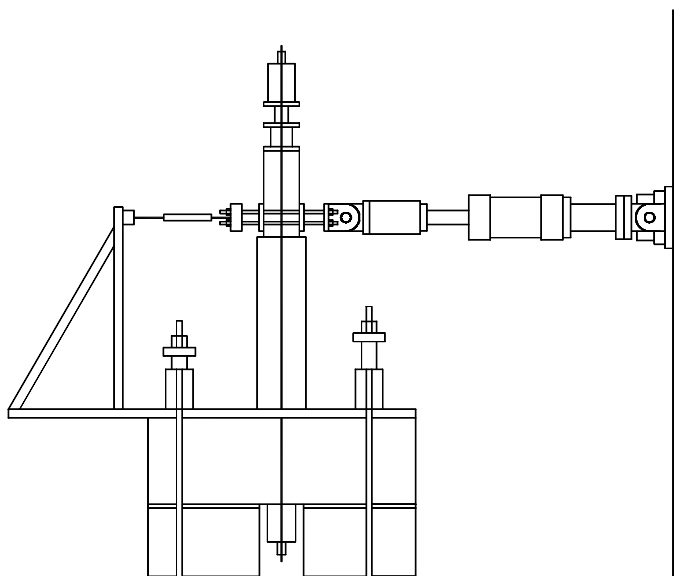


Figura 2.62 - Setup de ensaio usado por Júlio (2001).

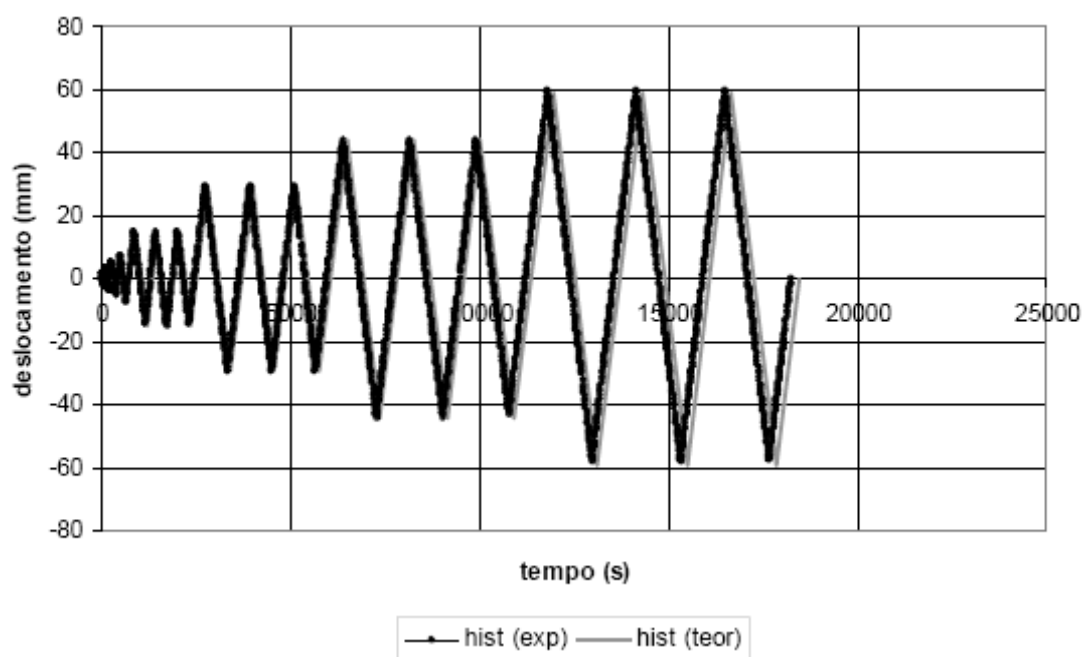


Figura 2.63 - História de deslocamentos (Júlio, 2001).

2.4.35 Setup de Ensaio do Laboratório de Estruturas Pesadas da UNL

Chastre Rodrigues utilizou o setup apresentado na Figura 2.64 para ensaiar dez pilares reforçados com materiais compósitos. O sistema de aplicação da carga axial vertical foi condicionado pelo nível de esforço axial que se pretendia aplicar, utilizando-se varões de aço de alta resistência rotulados, pré-esforçados por cilindros hidráulicos. Pelo facto de o centro da rótula se localizar 400 *mm* abaixo da base do pilar surge o inconveniente, em especial para grandes deslocamentos, de o eixo de aplicação da carga não ser coincidente com o eixo do pilar, tornando-se, assim, necessária a correcção dos momentos aplicados na base do pilar por forma a ter em consideração a excentricidade adicional (que é função do deslocamento horizontal no topo do pilar). A carga axial mantém-se estável durante os ensaios devido a utilização de uma bomba hidráulica com função “loader maintainer”.

Para a aplicação de carga lateral, foi utilizado um actuador mecânico de parafuso com ± 500 *kN* de capacidade e deslocamentos máximos de ± 200 *mm*.

Para medir a carga axial, utilizou-se células de carga de 300 *kN* entre o êmbolo do cilindro e a ancoragem dos varões de pré-esforço.

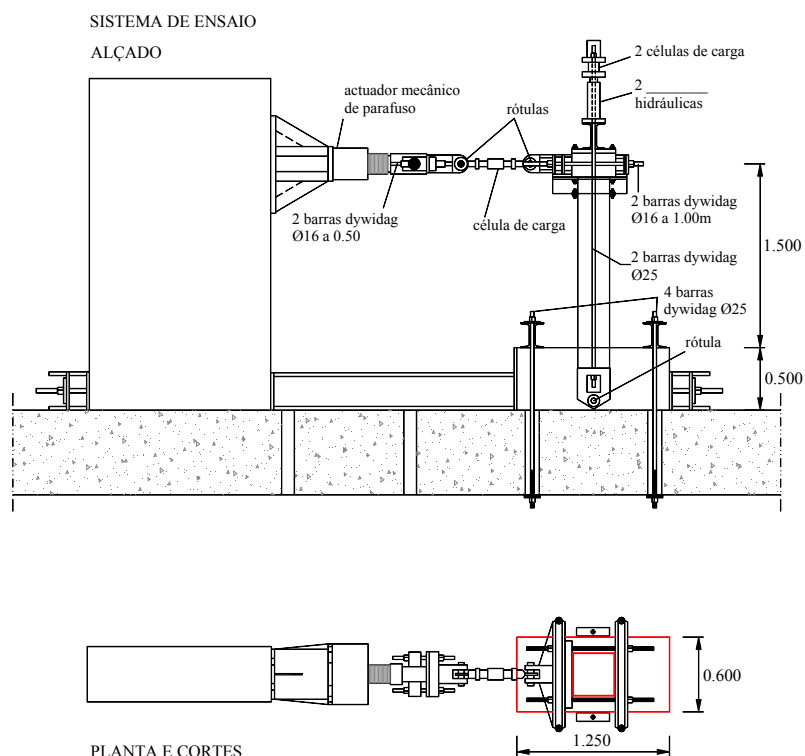


Figura 2.64 - Setup de ensaio usado por Chastre Rodrigues (2005).

2.4.36 Setup de Ensaio usado por Mirmiran et al. (1998)

Mirmiran et al. (1998) utilizaram o setup apresentado na Figura 2.65 para ensaiar pilares de betão confinados com tubos ou mantas FRP ao longo da sua altura (pilares híbridos), moldados em obra ou pré-fabricados, realizando três tipos de ensaios: (1) Flexão pura, (2) carregamento axial e (3) carregamento axial associado a flexão. Todos os provetes foram ensaiados na horizontal entre duas paredes de reacção, um pavimento rígido e uma viga metálica de 36 polegadas de altura no topo. Os ensaios de flexão associados a carga axial foram realizados com três níveis diferentes de carga axial, que correspondem a um oitavo, um meio e três quartos da capacidade máxima axial.

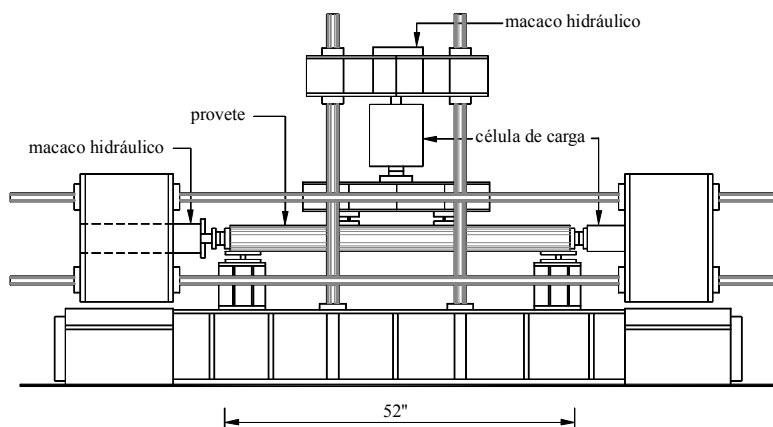


Figura 2.65 - Setup de ensaio para pilares híbridos sujeitos a carregamentos de flexão axial (Mirmiran et al., 1998)

2.5 APRECIÇÃO GERAL

De um modo geral, em termos de tipo de carga axial, os ensaios experimentais de pilares de betão armado, podem-se organizar em duas categorias principais:

- (i) os trabalhos considerando uma carga axial constante e
- (ii) casos com carga axial variável.

A segunda categoria pode ser dividida em duas subcategorias, nomeadamente, casos com carga axial proporcionalmente variável e aqueles com carga axial não proporcionalmente variável.

A primeira categoria é a mais estudada provavelmente por se tratar de um caso que mais se aproxima da realidade. Entretanto, pode-se claramente distinguir três metodologias de aplicação da carga axial:

- 1º) - Utilização de tirantes de aço de alta resistência pré-esforçados (solução tradicional).
- 2º) - Aplicação de cargas permanentes pelo uso de placas de aço ou inclusão de um “cabecote” na extremidade superior do pilar.

- 3º) - Aplicação da carga axial directamente sobre o provete através de um actuador com ligações rotuladas ou através de mecanismos devidamente projectados para o efeito.

É comum e ao mesmo tempo vantajosa a utilização de dois sistemas hidráulicos independentes de carregamento: um para carga axial e outro para impor a história de deslocamentos laterais, havendo a grande vantagem de não sobrecarregar as centrais hidráulicas e, o ajuste no decorrer dos ensaios da carga axial de modo a manter-se constante.

A instrumentação do provete é normalmente feita com recurso ao uso de extensómetros eléctricos nas armaduras (longitudinal e transversal) e, para registar as deformações e rotações durante o ensaio, utilizam-se geralmente LVDTs e/ou Comparadores ao longo da altura do provete.

A fixação dos provetes durante os ensaios é realizada recorrendo-se a tirantes de aço de alta resistência pré-esforçados de forma a fixar a sapata do provete ao pavimento, ou ainda, a utilização de um molde metálico bem detalhado para a materialização do encastramento. Dependendo dos recursos, existem várias soluções para os sistemas de aquisição de dados. Apresenta-se em seguida um quadro com o resumo dos principais setups utilizados no estudo de comportamento de pilares de betão armado.

Quadro 2.1 - Resumo dos setups utilizados para a análise do comportamento de pilares em flexão e em corte.

Setup típicos	Vantagens	Desvantagens
A – aplicação da carga axial através de pré-esforço de tirantes (Solução tradicional)	<ul style="list-style-type: none"> - Versatilidade - Facilidade de execução - Estudo de carregamento cíclico sob determinada carga axial 	<ul style="list-style-type: none"> - Risco de má interpretação dos resultados associado aos efeitos P-delta. - não possibilita carregamento cíclico axial
B – aplicação da carga axial através de um actuador hidráulico fixado no pórtico de reacção vertical	<ul style="list-style-type: none"> - Mais estável em relação ao setup tipo A. - Possibilidade de ajuste da carga axial durante o ensaio com vista a manter o mesmo nível de esforço. - Possibilidade de carregamento axial cíclico 	<ul style="list-style-type: none"> - Risco de parte da força cíclica horizontal mobilizar a rigidez do pórtico de reacção vertical. - Cuidados adicionais na ligação entre o pórtico e o actuador vertical e a extremidade de aplicação da carga no provete.
C – aplicação de carga axial pelo uso de cargas permanentes	<ul style="list-style-type: none"> - Simplicidade. 	<ul style="list-style-type: none"> - Envolve o manuseamento de grandes cargas. - Implica a concepção de provetes com cabeçote de grandes dimensões.
D – aplicação de carga axial por sistema de carregamento indirecto (alavancas)	<ul style="list-style-type: none"> - Possibilidade de realizar ensaios com carregamento axial proporcional e não proporcional variável. 	<ul style="list-style-type: none"> - Sistema de aplicação da carga axial relativamente complexo

Há que ter especial atenção na interpretação dos resultados experimentais; uma boa interpretação dos resultados minimiza os erros devido ao efeito P- Δ , sendo imprescindível a sua inclusão no tratamento dos dados, tal como a abordagem apresentada por Mander et al. (1999).

2.6 CONFIGURAÇÃO DE ENSAIO ADOPTADA

O setup desenvolvido no âmbito deste trabalho de investigação, que se descreve com maior detalhe no Capítulo 5 – Programa Experimental, foi concebido de forma compatível com as condições (espaçamento das furações da laje do pavimento do laboratório, espessura da laje e espaço disponível) do Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE) da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP).

Procurou-se que o setup fosse versátil e capaz de realizar o maior número de tipologias de ensaios, tendo-se procurado conjugar algumas características existentes nos setups descritos anteriormente (particularmente nos setups descritos em 2.4.12).

Principais características:

- Possibilidade de carregamentos laterais bidireccionais (pilares em flexão composta desviada);
- Possibilidade de impor trajectórias de deslocamento dos topos dos pilares pré-programadas (simulação de sismos);
- Possibilidade de realizar ensaios de carga axial constante e de ensaios com carga axial variável (proporcional e não proporcional);
- Compensação da carga axial durante o ensaio;
- Força vertical máxima: 750 *kN*;
- Curso vertical máximo: 150 *mm*;
- Força horizontal máxima: 200 *kN*;
- Cursos horizontais máximos: ± 125 *mm*;
- Encastramento da sapata realizado com tirantes de alta resistência pré-esforçados.

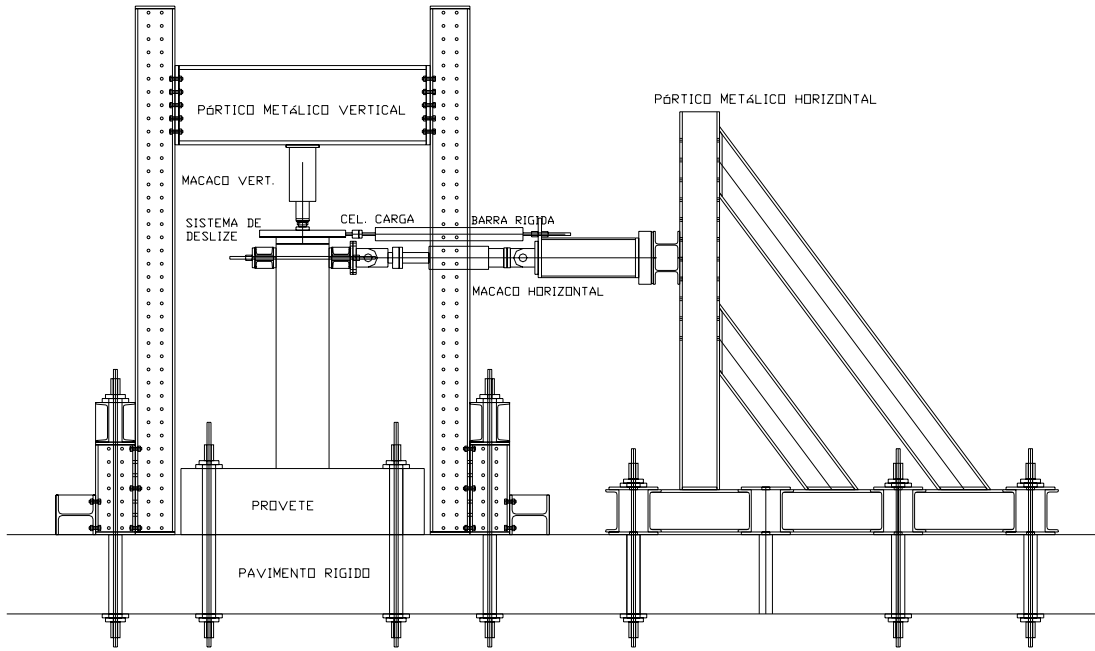


Figura 2.66 - Setup de ensaio usado no LESE – FEUP.

CAPÍTULO 3

REFORÇO DE PILARES DE BETÃO ARMADO

3.1 INTRODUÇÃO

O presente capítulo aborda de uma forma sucinta algumas soluções de reforço de pilares de estruturas de betão armado que têm sido estudadas por diversos autores, quer para preparar a estrutura para suportar cargas superiores às de projecto, quer para melhorar a resposta às acções sísmicas em edifícios e pontes construídos há mais de duas ou três décadas, em que os códigos não eram tão realistas quanto aos actuais e, ainda, devido a erros e maus hábitos de construção, práticas muito frequente nas obras, nomeadamente as juntas de betonagem e as emendas de armaduras efectuadas em zonas de potenciais rotulas plásticas.

A preocupação em reforçar ou adaptar as estruturas antigas a novas condições do seu uso não é um problema novo, mas nas últimas duas décadas, sobretudo nos últimos anos, tem-se assistido a muitas obras de reparação e reforço de edifícios antigos devido à sua importância histórica e a decisões de ordem política ou mesmo de ordem social.

Os pilares são elementos estruturais fundamentais para um bom desempenho sísmico da estrutura, não deixando de parte as vigas e outros elementos de travamento que, em conjunto com os pilares permitem o bom funcionamento da estrutura. Reveste-se assim de particular importância a análise do reforço destes elementos estruturais.

Muitas vezes a escolha das diferentes soluções de reforço correntes e disponíveis depende essencialmente de condicionantes de ordem arquitectónica e da exequibilidade das mesmas, devendo estudar-se cada caso de reforço como um caso particular. Por outro lado, as soluções que são correntemente utilizadas no reforço de edifícios poderão não ser aplicáveis às pontes. No caso de edifícios, as soluções de reforço mais correntemente adoptadas são:

- a) Adopção de novos elementos estruturais;
- b) Reforço dos elementos existentes, conferindo-lhes maior capacidade resistente e/ou ductilidade.

Em relação à adopção de novos elementos resistentes podem-se introduzir pilares, paredes resistentes ou elementos de contraventamento, aproveitando-se as possibilidades permitidas pela arquitectura, tendo-se o cuidado de se proceder a uma reavaliação da resposta da estrutura, nomeadamente à acção sísmica (Cardoso, 2003). Varum (2003) apresentou resultados de um extenso trabalho de reforço estrutural sísmico utilizando contraventamentos munidos de dispositivos de dissipação de energia (uma técnica de reforço baseada na aplicação de um sistema dúctil, composto por duas barras inclinadas e por um elemento vertical, ambos em aço, capaz de dissipar energia por deformação axial).

No entanto, no reforço de elementos existentes, abordar-se-á, como referido no primeiro parágrafo deste capítulo, algumas das práticas correntes em edifícios e, um pouco no que se refere ao reforço de pilares de pontes adaptado aos edifícios. Todavia, o tipo de necessidade que origina o reforço influencia a solução a adoptar. Se se considerar reforços de estruturas degradadas devido aos agentes atmosféricos ou devido a acções de carácter mecânico, as soluções habitualmente utilizadas no reforço de pilares de betão armado são as seguintes:

- 1) Reforço por encamisamento de betão armado;
- 2) Reforço por encamisamento metálico;
- 3) Colagem de chapas metálicas;
- 4) Reforço por cintagens com elementos metálicos;
- 5) Reforço por utilização de elementos compósitos;
- 6) Reforço por utilização de elementos metálicos e compósitos

3.2 REFORÇO PASSIVO

As soluções de reforço referidas no último parágrafo do ponto 3.1 são as chamadas técnicas de reforço passivas visto que apenas é mobilizado em situações de acréscimo da intensidade dos esforços solicitantes ou de novas acções, tomando-se como referência as acções existentes à data da execução do reforço. Contudo, para o peso próprio e com as acções quase permanentes, a colocação de escoramentos com a transmissão do esforço actuante para os escoramentos, e de novo para o pilar após o reforço, altera a situação de reforço passivo. No caso dos reforços activos tal não é preciso, pois o próprio controlo da deformação do elemento estrutural associado ao processo garante a transmissão da parcela de carga pretendida para os materiais de reforço (estes aspectos serão abordados mais adiante, no ponto 3.3).

Muitas vezes o reforço de um elemento estrutural implica o aumento da resistência, como por exemplo com o aumento da secção por encamisamento de betão, solução que parece mais adequada para reparação de pilares em que se verifique também a degradação do betão, dado que esta solução permite aliar a reparação com o aumento da resistência e da rigidez. Porém, quando se pretende assegurar que a estrutura suporta níveis de carga de exploração mais elevados, ou ainda que à luz dos conhecimentos actuais, considere-se que não possui a capacidade resistente necessária perante a acção sísmica, parece mais adequado, por exemplo, a utilização da técnica selectiva de reforço por encamisamento localizado. A técnica selectiva de reforço é a solução que envolve a intervenção em apenas um dos itens: Resistência, Ductilidade e Rigidez.

3.2.1 Reforço por Encamisamento de Betão

O reforço de elementos estruturais com betão armado utiliza-se pelo facto deste material ser muito usado devido às suas vantagens económicas e rapidez na execução. Porém, possui, de entre outras desvantagens, a de produzir elementos finais de dimensões muito superiores às inicialmente previstas no projecto. No entanto, uma das variantes desta solução é o uso de betão de alto desempenho no reforço, resultando a adopção de uma espessura de encamisamento relativamente pequena, não alterando muito as dimensões iniciais do pilar, podendo utilizar-se betões de alta resistência à compressão com a

adição de sílica activa ou de maior tenacidade no caso de betões com fibras de aço (Tadeuti & Hanai, 2003).

Uma abordagem mais detalhada do reforço por encamisamento de betão armado é apresentada por Júlio (2001). Neste trabalho, para além de uma vasta pesquisa bibliográfica sobre as principais técnicas de reforço de estruturas de betão armado, faz-se um levantamento das vantagens e inconvenientes de cada uma das técnicas, das situações em que cada técnica é usualmente adoptada e dos parâmetros que foram objecto de análise por parte dos diferentes autores. São ainda apresentados resultados experimentais e simulações numéricas para complementar o estudo experimental.

O encamisamento de betão consiste no aumento da secção transversal do pilar através de uma nova camada de armadura e do betão envolvente. É uma solução privilegiada já que pode aumentar o momento resistente, através de dois mecanismos: primeiro, pelo aumento do braço entre as armaduras e a zona comprimida; segundo, pelo aumento da área da armadura longitudinal devido as armaduras complementares nos casos em que esta armadura é convenientemente amarrada na base ou no nó, caso contrario, apesar de haver um aumento significativo da resistência do pilar (como consequência do aumento do braço do binário entre a zona comprimida e traccionada), observa-se uma concentração da plastificação das armaduras existentes no pilar na zona da base, devido à redução brusca da quantidade de armadura, reduzindo a ductilidade do pilar.

Poderá realizar-se um encamisamento parcial ou total, quando, por exemplo, se pretende reparar um pilar danificado, em que este é usualmente escorado temporariamente durante a intervenção. O betão danificado é removido e a armadura é posta a descoberto. A preparação da superfície, para tornar a superfície do betão existente áspera, deverá ser seguida da remoção do material contaminado (sujidade, pó ou óleo). Os varões adicionais de reforço são soldados aos já existentes. A soldadura é feita através de varões intermédios. Em seguida os estribos são prendidos, preferencialmente por soldadura nos varões adicionados e com espaçamentos que não deve exceder 100 mm. A secção é acabada com o encamisamento de betão, com pelo menos 100 mm de espessura, ou por encamisamento de betão projectado especial, com pelo menos 50 mm.

Apresentam-se nas Figuras 3.1 e 3.2 as representações esquemáticas e execução do encamisamento de betão.



Figura 3.1 - Representação esquemática e execução do encamisamento de betão armado (Ishibashi e Tsuyoshi, 2004).

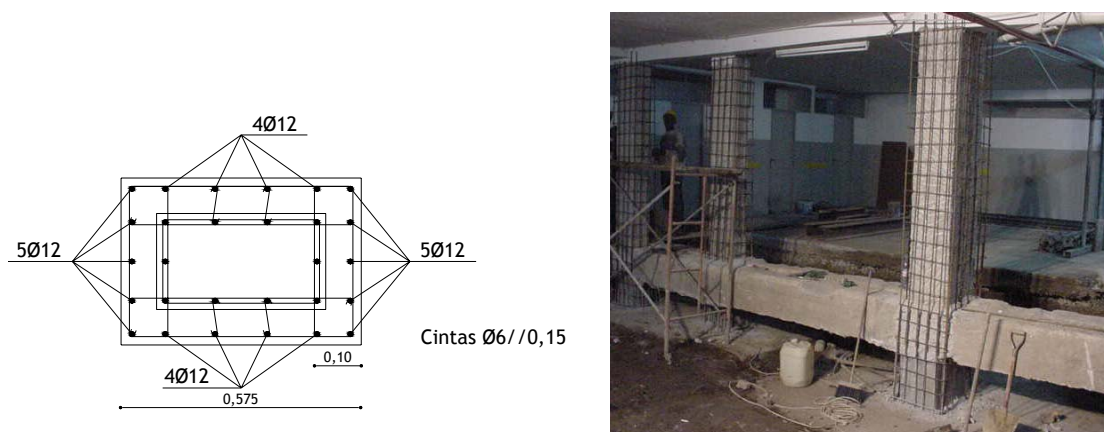


Figura 3.2 - Representação esquemática e execução do encamisamento de betão armado (Costa et al., 2001).

3.2.1.1 Avaliação da Capacidade Resistente de Flexão e de Corte

Como descrição em linhas gerais do reforço por encamisamento de betão armado, pode-se dizer que é principalmente usado quando a secção do pilar não garante a resistência do mesmo à compressão simples. Esta situação está normalmente associada a uma deficiência de projecto ou à má qualidade do betão.

A capacidade resistente de flexão é calculada da mesma maneira que nos pilares normais de betão armado.

3.2.1.2 Avaliação da Ductilidade

A ductilidade de cálculo de pilares reforçados pelo método de encamisamento de betão armado pode ser avaliada pelas equações (3.1) e (3.2), propostas pela Companhia de Caminhos-de-ferro do Japão (Ishibashi e Tsuyoshi, 2004) resultantes de um estudo experimental:

$$\mu_d = \frac{\mu_o \delta_{yo} + \delta_{u1}}{\delta_{yo} + \delta_{y1}} \quad (3.1)$$

$$\mu_o = -1.6 + 5.6 V_{yd} \frac{H}{M_{ud}} + (11.4 p_s - 1.4) \rho_s \quad (3.2)$$

Onde:

μ_d - ductilidade de cálculo do pilar reforçado

δ_{yo} - deformação para o qual as armaduras principais de flexão atingem a cedência

δ_{y1} - deslocamento rotacional devido ao arrancamento da armadura axial da sapata na cedência

δ_{u1} - deslocamento rotacional devido ao arrancamento da armadura longitudinal da sapata no estado último

H - distância entre a base do pilar (secção critica) e o ponto de aplicação da carga horizontal, no caso de um pilar em consola².

V_{yd} - capacidade de corte estimada pelas equações (3.3) e (3.4)

M_{ud} - capacidade de flexão

ρ_s - percentagem da armadura transversal

A capacidade resistente de corte V_{yd} é também calculada da mesma maneira do que nos pilares de betão armado e é assumida como a soma da resistência ao corte devido ao betão (V_c) e da resistência ao corte devido a armadura transversal (V_s). O valor da resistência sem armaduras de corte (V_c) é estimado pela equação (3.3), obtida através de resultados experimentais pela Companhia de Caminhos-de-ferro do Japão (Ishibashi e Tsuyoshi, 2004):

² No caso de um pilar inserido num pórtico, trata-se da distância entre a base do pilar e o ponto de inflexão, que corresponde a metade da altura do pilar.

$$V_c = \beta_d \beta_p \beta_n f_{vcd} b_w \frac{d}{\gamma_b} \quad (3.3)$$

Com $f_{vcd} = 0.2 f_{ck}'^{1/3}$, em que:

f_{ck}' - resistência à compressão do betão (N/mm^2)

β_d - coeficiente que considera o efeito de escala $= \left(\frac{1000}{d} \right)^{\frac{1}{4}} \leq 1.5$

β_p - coeficiente que considera a quantidade da armadura longitudinal igual a

$$(100 \rho_s)^{\frac{1}{3}} \leq 1.5, \text{ com } \rho_s = \frac{A_s}{b_w d}.$$

β_n - coeficiente que considera a tensão de cálculo $= 1 + \frac{M_o}{M_d} \leq 2 (N_d' \geq 0)$ ou

$$1 + \frac{2 M_o}{M_d} \geq 0 (N_d' < 0)$$

b_w - largura da secção

d - altura útil da secção

A_s - área da secção das armaduras de tracção

M_d - momento de cálculo

M_o - momento de descompressão

N_d' - força axial de cálculo

γ_b - factor de segurança do elemento

No caso de um pilar rectangular, o valor da resistência ao corte devido a armadura transversal (V_s) é estimado pela equação (3.4):

$$V_s = A_w f_{wyd} \frac{z}{s_s \gamma_b} \quad (3.4)$$

onde:

A_w - área da secção da armadura transversal num comprimento “ s_s ”

f_{wyd} - tensão de cedência da armadura transversal

s_s - espaçamento da armadura transversal

$$z = \frac{d}{1.15}$$

3.2.2 Reforço por Encamisamento Metálico

Apesar de existir um maior número de referências a pilares de secção circular, o encamisamento metálico pode ser aplicado a pilares de secção rectangular, sendo necessário tomar em consideração as diferenças de comportamento impostas pela diferença da geometria da secção. É normal a utilização de uma chapa metálica de maior espessura em encamisamentos de pilares rectangulares do que em pilares circulares. Porém, um dos pontos críticos deste tipo de reforço é a soldadura, visto que as condições da sua execução não são as melhores, dado o facto de serem executadas em obra e na vertical.

Em pilares rectangulares, a eficiência do encamisamento depende dos seguintes factores (Cardoso, 2003):

- 1) Dimensão da face do pilar paralelo ao momento actuante;
- 2) Espessura da chapa de reforço;
- 3) Características de aderência da resina;
- 4) Existência ou não de conectores que previnam a instabilidade da chapa.

O espaço entre o pilar a reforçar e o encamisamento metálico é preenchido com argamassa de retracção compensada ou resina epóxida, (ver Figura 3.3), que por vezes é aplicada sob pressão controlada.

Esta técnica é baseada na fixação de placas/cintas finas de aço à volta do pilar (Frangou et al., 1995). Considera-se como placa o caso em que $h/l \leq 3$, em que h é a dimensão horizontal da placa de reforço (que coincide normalmente com a altura da secção) no sentido da solicitação e l é a dimensão vertical da placa/cinta (sendo considerado como cinta o caso em que $h/l > 4$). Uma vertente muito prática desta técnica é a colocação de cantoneiras metálicas em cada canto do pilar que são apertadas ao betão; as placas de aço ou, eventualmente, cintas, quando $h/l > 4$, e soldadas as cantoneiras. O aperto mais apropriado destas chapas pode ser realizado com pré-esforço por calor. Finalmente, poderá efectuar-se ou não um encamisamento com betão, dependendo do tipo de acabamento pretendido.

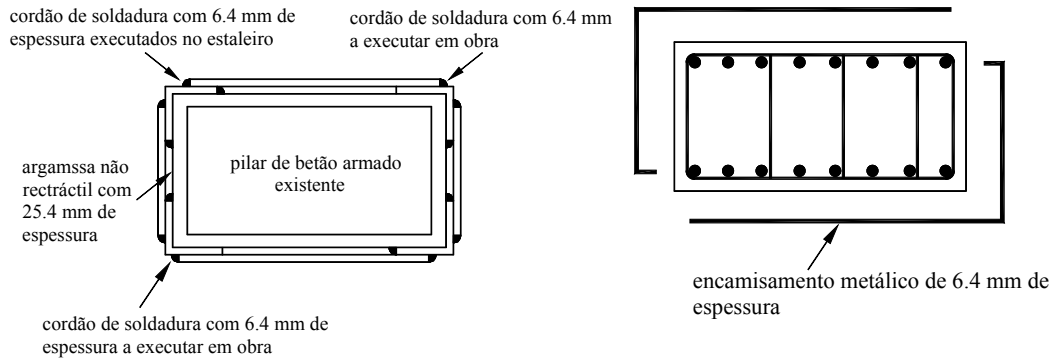


Figura 3.3 - Exemplo de encamisamento metálico (Aboutaha et al., 1999).

Refira-se também a eficácia do confinamento do betão a partir do encamisamento rectangular de aço relativamente fino e apertados com parafusos para evitar o enfundamento do encamisamento, Aboutaha et al. (1996). A Figura 3.4 representa este processo.

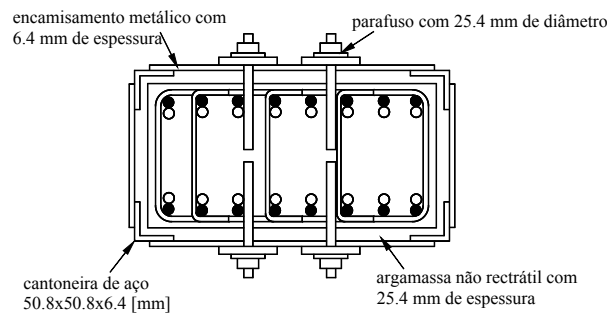


Figura 3.4 - Detalhes do encamisamento metálico com parafusos enrijecedores.

A título ilustrativo, apresenta-se na Figura 3.5 a solução de reforço de um pilar curto por encamisamento metálico após um incêndio ocorrido num edifício. Este pilar experimentou uma rotura por corte, verificando-se a ausência da armadura transversal e também a encurvadura dos varões longitudinais (Costa et al., 2005).



Figura 3.5 - Pilar de secção rectangular confinado por encamisamento rectangular (Costa et al., 2005).

3.2.2.1 Tecnologia e Preparação das Superfícies

A metodologia de preparação da superfície é idêntica em ambos os casos do encamisamento metálico e com mantas de fibras de carbono. A aplicação do encamisamento é que é dependente do tipo de material a aplicar, nomeadamente, chapas de aço ou manta de fibras de carbono.

A base de betão deve estar limpa, seca (humidade máxima 4% de acordo com CM-GERAT), firme (resistência à tracção mínima de 1.5 N/mm^2), rugoso e isenta de óleos, gorduras, pinturas, restos de descofrantes, pó, etc. Deve tratar-se com meios mecânicos ou por jacto de areia até obter a total eliminação de qualquer impureza ou contaminação superficial. A base deverá ter uma temperatura mínima de 5°C e, 3°C acima do ponto de orvalho correspondente.

Relativamente ao aço, as chapas que compõem o encamisamento metálico deverão ser previamente decapadas com jacto de areia, devendo o encamisamento ser executado no dia da montagem, ou se tal não for possível, proteger as chapas de forma a evitar a ocorrência de corrosão superficial, que dificulta a aderência à resina epóxida.

Para a execução do encamisamento apenas é necessário um soldador (Figura 3.6).



Figura 3.6 - Procedimentos da execução do encamisamento metálico (Cardoso, 2003).

Ao reforçar um pilar com encamisamento metálico, Cardoso (2003) constatou um aumento de rigidez dos provetes de, aproximadamente, 15%, aconselhando também a redução ao mínimo do espaço entre as chapas e a secção de betão.

Interessa realçar aqui, os encamisamentos metálicos elípticos para o reforço de pilares de secções rectangulares para o aumento da resistência ao corte (Figura 3.7). Este método proposto por Priestley et al. (1994) foi então largamente usado no reforço de pilares de secções rectangulares em pontes na Califórnia e em muitas outras situações. O perfil do encamisamento elíptico aumenta substancialmente a secção dos pilares, não sendo deste modo desejável sob o ponto de vista arquitectónico e funcional para o reforço de pilares de edifícios onde a maioria dos pilares são de secções rectangulares ou quadradas.

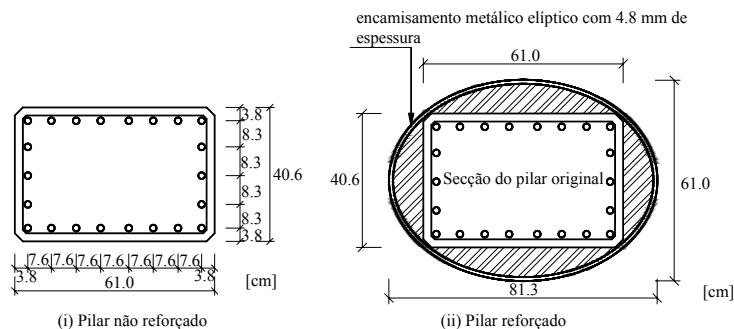


Figura 3.7 - Encamisamento metálico elíptico utilizado em investigações experimentais realizados por Priestley et al. (1994).

Segundo Priestley et al. (1994), o encamisamento metálico em pilares rectangulares é muito limitado, visto que ensaios anteriores realizados no Japão e na Nova Zelândia mostraram um enfunamento plástico do encamisamento rectangular em regiões de rótulas plásticas quando os pilares forem sujeitos a grandes deslocamentos laterais cíclicos, mesmo quando se utilizam placas muito espessas. Consequentemente, o encamisamento não fornece um confinamento adequado ao betão e a armadura de compressão na região de rótula plástica (Figura 3.8).

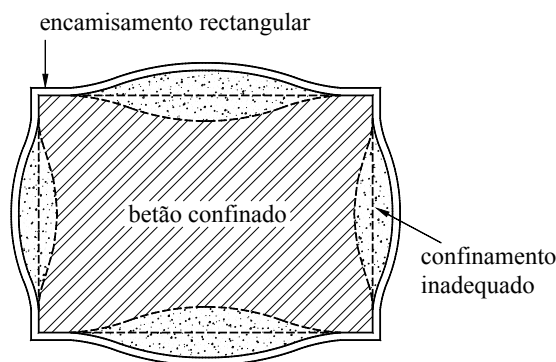


Figura 3.8 - Secção rectangular confinado por encamisamento rectangular (Priestley et al., 1994).

Para se conseguir melhores resultados com encamisamentos com placas de aço rectilíneos e soldados nos cantos, adiciona-se a rigidez para fora do plano (rigidez à flexão), com vários tipos de configurações nas potenciais regiões de rótulas plásticas para evitar o enfunamento local das chapas e assegurar a ductilidade máxima da secção, dando um bom confinamento ao betão e aumentando a resistência ao corte, (Xiao e Wu, 2003).

Por outro lado, o uso de encamisamento metálico é muito comum em reforços sísmicos porque este método tem a vantagem em termos de custos e versatilidade na execução. Uma versão alternativa do tradicional encamisamento metálico com soldadura foi proposta por Ishibashi e Tsuyoshi (2004). Neste método, os autores usaram placas metálicas em forma de U colocadas com auxílio de uma grua e a junção por soldadura *in situ* ou juntas mecânicas (Figura 3.9). Os trabalhos de reforço são completados pela argamassa de enchimento entre o aço de reforço e a superfície do pilar. As junções mecânicas eliminam a necessidade de trabalhos de soldadura *in situ*, melhorando deste modo a exequibilidade (ver Figuras.3.11 e 3.12).

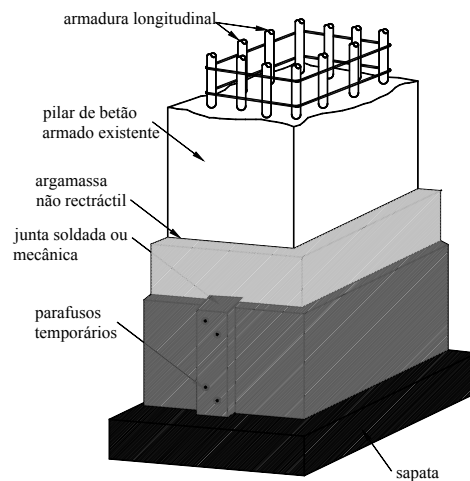


Figura 3.9 - Representação esquemática do método de encamisamento metálico (Ishibashi e Tsuyoshi, 2004).

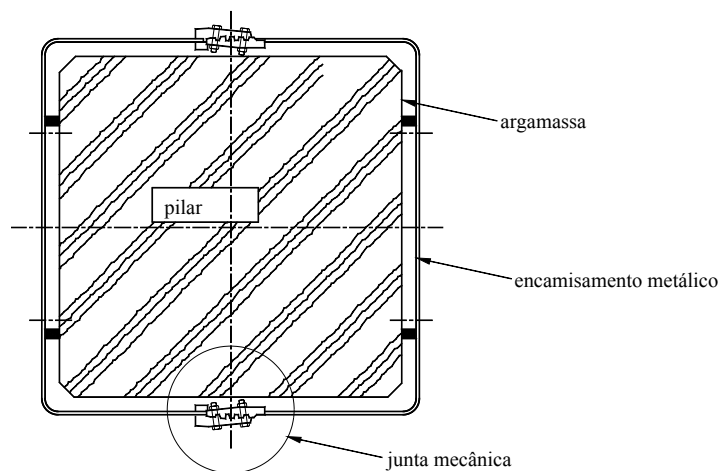


Figura 3.10 - Juntas mecânicas no encamisamento metálico (Ishibashi e Tsuyoshi, 2004).

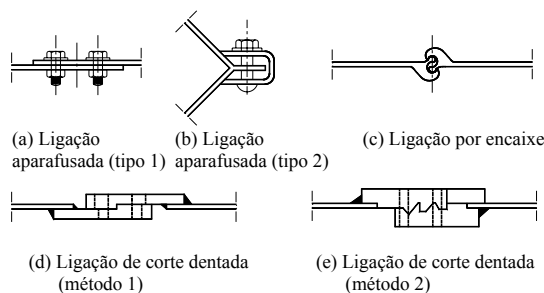


Figura 3.11 - Novos métodos de ligação para encamisamentos metálicos (Matsumoto et al., 2000).

3.2.2.2 Avaliação da Capacidade Resistente de Flexão e de Corte

As equações (3.5) - (3.12) apresentadas nos pontos 3.2.2.2, 3.2.2.3, 3.2.3.1 e 3.2.3.2 foram obtidas através de resultados experimentais pela companhia de caminhos-de-ferro do Japão (Ishibashi e Tsuyoshi, 2004).

Em geral, as placas metálicas de reforço não são ancoradas na sapata. Entretanto, a capacidade de flexão é avaliada sem a contribuição das placas de aço de reforço. A capacidade de corte (V_{yd}) é assumida de acordo com Ishibashi e Tsuyoshi (2004), como a soma da resistência ao corte devido ao betão (V_c), da resistência ao corte devido as armaduras transversais (V_s) e da resistência ao corte devido as placas de aço de reforço (V_r). O valor de V_r é obtido pela equação (3.5).

$$V_r = 2 t h \frac{f_{ryd}}{\gamma_b} \quad (3.5)$$

Onde:

$$f_{ryd} - \text{tensão de cedência de calculo de corte das placas de aço de reforço} = \frac{f_{ryd}}{\sqrt{3}}$$

f_{ryd} - tensão de cálculo à tracção das placas de aço

h - altura da secção do pilar reforçado

t - espessura da placa de aço

γ_b - factor de segurança do elemento

3.2.2.3 Avaliação da Ductilidade

Segundo Ishibashi e Tsuyoshi (2004), a ductilidade de cálculo dos pilares reforçados por encamisamento metálico pode ser obtida pela equação (3.6):

$$\mu_{rd} = \left(3.1 \frac{V_r a}{M_{ryd}} + 5.9 \right) \left(-42.6 \frac{t}{h} + 1.2 \right) \left(-0.052 \frac{b}{h} + 1.1 \right)$$

$$com \begin{cases} 0.002 \leq \frac{t}{h} \leq 0.014 \\ 1.0 \leq \frac{b}{h} \leq 4.0 \\ 2.5 \leq \frac{H}{d} \leq 4.0 \end{cases} \quad (3.6)$$

Onde:

μ_{rd} - ductilidade de cálculo do pilar reforçado por encamisamento metálico

V_r - resistência ao corte de placas de aço de reforço dado pela equação (3.5)

M_{ryd} - momento de cedência da secção

t - espessura das placas

h - altura da secção do pilar reforçado

b - largura da secção do pilar reforçado

H - distância entre a base do pilar (secção crítica) e o ponto de aplicação da carga horizontal

3.2.3 Reforço por Colagem de Chapas de Aço

A colagem de chapas metálicas é uma técnica especialmente adequada quando há deficiência nas armaduras existentes e as dimensões dos elementos estruturais e a qualidade do betão se consideram adequadas. No caso de elementos danificados, colam-se as chapas com recurso a resina epóxida colocada nas placas de aço e nas superfícies do betão. As placas de aço são colocadas na posição e apertada usando braçadeiras durante pelo menos 24 horas.

Aplica-se uma tecnologia idêntica à utilizada no encamisamento metálico, quer na preparação da base, ou eventualmente na reparação do elemento antes da aplicação do reforço, como também na preparação das chapas de aço.

Na zona Este do Japão, é comum um método de reforço “*single-face method*”, que pode muito bem ser incluído neste grupo de reforço por colagem de chapas. Esta solução usa placas de aço e barras de reforço e permite a execução dos trabalhos de reforço apenas a partir de uma face da secção do pilar de betão armado. Existem muitos casos em que uma das faces do pilar é exposta onde os espaços abaixo da superestrutura são usados para armazéns e escritórios. Nestes casos, os trabalhos de reforço sísmico podem ser realizados facilmente utilizando este método. A Figura 3.12 mostra um esboço esquemático do referido método e a Figura 3.13 o faseamento da sua execução.

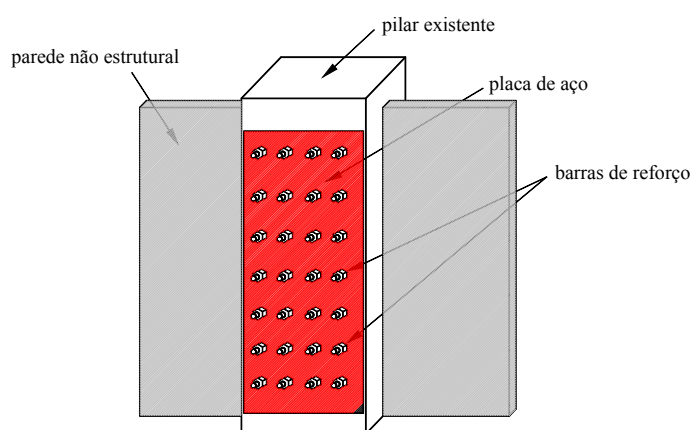


Figura 3.12 - Esboço esquemático do método de face simples (Ishibashi e Tsuyoshi, 2004).

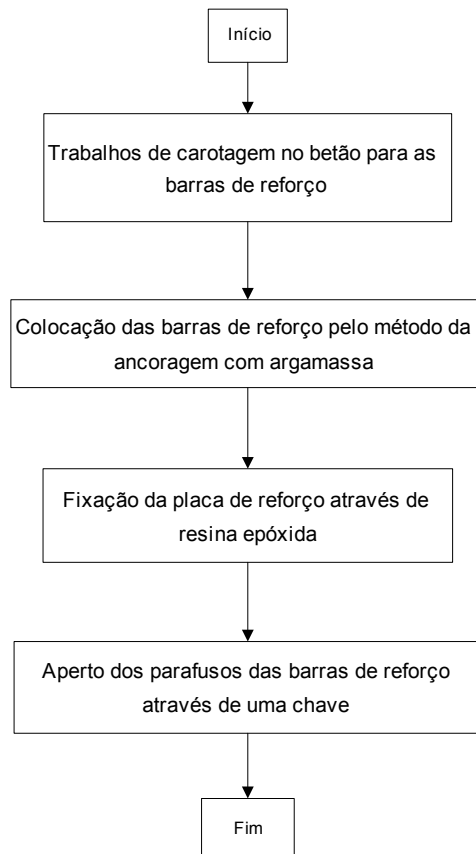


Figura 3.13 - Faseamento de execução do método “single-face method” (Ishibashi e Tsuyoshi, 2004).

3.2.3.1 Avaliação da Capacidade Resistente de Flexão e de Corte

A capacidade de flexão é estimada de forma análoga à referida anteriormente para o caso de encamisamento metálico. No caso de reforço com barras de reforço, a capacidade de corte V_{yd} é assumida como a soma da resistência devido ao betão (V_c), da resistência ao corte devido a armadura transversal ao longo da secção existente (V_s) e da resistência ao corte devido as barras de reforço (V_{OB}). O valor V_{OB} é estimado através de uma analogia de treliça. No caso de reforço com placa de aço de reforço, a capacidade de corte V_{yd} é assumida como soma da resistência ao corte do betão (V_c), da resistência ao corte conseguida através do arranjo da armadura transversal no pilar existente (V_s), e da resistência devido a placa de reforço (V_{OP}). De acordo com Ishibashi e Tsuyoshi (2004), V_{OP} é estimado pela equação (3.7).

$$V_{OP} = f(s)V_{sy} \quad (3.7)$$

onde:

$$V_{sy} = f_{vy} t_w \frac{z_w}{\gamma_b} \quad (3.8)$$

$$f(s) = 2.7 + 0.16k - 0.68 \frac{H}{d} \quad \text{com} \quad \begin{cases} 0.6 \leq f(s) \leq 2.5 \\ 1.0 \leq \frac{H}{d} \leq 3.5 \\ 2.0 \leq k \leq 7.0 \end{cases} \quad (3.9)$$

$$f_{vy} = \frac{f_{syk}}{\gamma_s \sqrt{3}} \quad (3.10)$$

onde:

t_w - espessura da placa de reforço

z_w - largura da placa de reforço

γ_b - factor de segurança do elemento

k - coeficiente que considera a espessura da placa = $\frac{t_w z_w}{b_w d}$

b_w - largura da secção

d - altura útil da secção

H - distância entre a base do pilar (secção crítica) e o ponto de aplicação da carga horizontal

γ_s - factor de segurança do material.

3.2.3.2 Avaliação da Ductilidade

De acordo com Ishibashi e Tsuyoshi (2004) a ductilidade pode considerar-se superior a 10 se as desigualdades seguintes forem satisfeitas nas regiões superior e inferior do pilar com um comprimento de $2h$ (h : altura da secção do pilar). A inequação (3.11) é aplicada no cálculo das barras de reforço e a inequação (3.12) no cálculo de placas de reforço.

$$\gamma_i \frac{V_{yd}}{V_{mu}} > 2.0 \quad (3.11)$$

$$\gamma_i \frac{V_{yd}}{V_{mu}} > 1.4 \quad (3.12)$$

Onde:

γ_i - factor de segurança estrutural,

V_{yd} - capacidade de corte do pilar reforçado,

$$V_{mu} = \frac{M_{ud}}{H},$$

M_{ud} - capacidade de flexão,

H - distância entre a base do pilar (secção crítica) e o ponto de aplicação da carga horizontal.

Este método de cálculo pode ser aplicado a pilares em condição em que a tensão de compressão causada pelas cargas permanentes é menor que 3 N/mm^2 .

3.2.4 Reforço por Cintagens com Elementos Metálicos

Este tipo de reforço é em geral executado com a adição de cantoneiras nos cantos da secção dos pilares. Estas cantoneiras são ligadas entre si através de chapas dispostas transversalmente à secção do pilar a reforçar, sendo estas peças ligadas às cantoneiras longitudinais por meio de soldadura. Porém, este método pode ser executado puramente de forma manual e facilmente aplicado a pilares de betão armado em locais confinados, tal como ilustrado na Figura 3.14. A Figura 3.15 ilustra o esquema deste tipo de reforço e em seguida os procedimentos de execução (Figura 3.16).



Figura 3.14 - Reforço por cintagem com elementos metálicos (Ishibashi e Tsuyoshi, 2004).

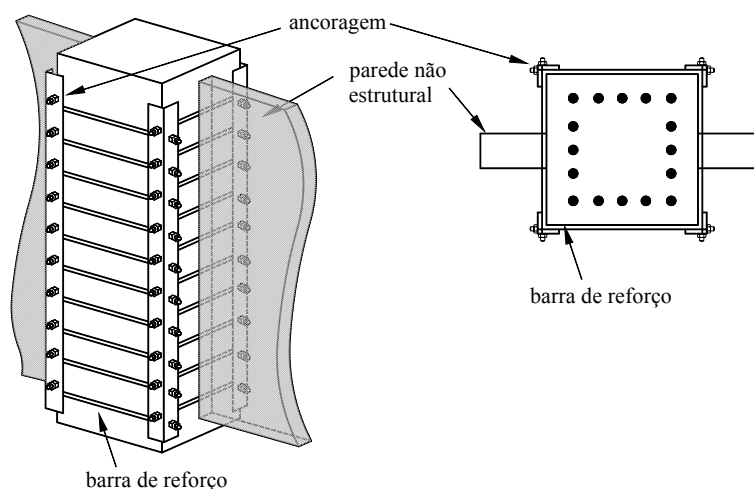


Figura 3.15 - Representação esquemática do reforço por cintagem com elementos metálicos (Ishibashi e Tsuyoshi, 2004).

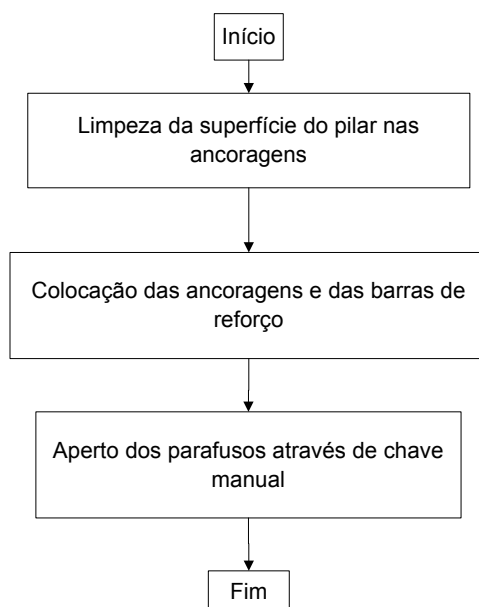


Figura 3.16 - Procedimentos de execução de reforço com elementos metálicos (Ishibashi e Tsuyoshi, 2004).

Para se conseguir bons resultados, a superfície de betão deve ser previamente preparada, sendo o espaço compreendido entre o betão e as chapas ou cantoneiras preenchido com uma resina epóxida.

Quando se pretende reparar partes danificados do pilar podem-se usar cintas de aço em forma de colares que são colocadas em volta do pilar, densamente espaçadas ao longo do comprimento danificado, e são apertados por meio de parafusos; as extremidades são

protegidas por cantoneiras. Uma malha de armadura é colocada nas quatro extremidades do pilar. Finalmente, é aplicado um encamisamento com betão projectado de, pelo menos, 50 *mm* de espessura.

Porém, o uso de cintas em forma de colares e apertados por meio de parafusos não requer soldadura no terreno. Entretanto, a falta de uma ferramenta analítica e os elevados custos envolvidos na produção de colares são algumas das desvantagens deste método (Cardoso, 2003).

Por outro lado, utiliza-se também o aço macio fixado em volta do pilar danificado. Os varões de aço macio são aquecidos e martelados em volta do elemento danificado para formar uma espiral. Estes podem ser soldados em cantoneiras de aço, posicionados nos cantos do pilar. O aquecimento dos varões é essencial para assegurar de que estes são mobilizados em tensão.

Como se pode notar, os métodos de reparação referidos em 3.2.2, 3.2.3 e 3.2.4 utilizam a soldadura para agrupar a armadura de reforço. Há, no entanto, inconvenientes no uso de soldadura, tais como:

- a) Falta de ferramentas analíticas, geralmente aceites para interpretar a eficácia da soldadura, pois esta é fundamentalmente dependente da qualificação do operador;
- b) Consumo de tempo;
- c) Elevados custos;
- d) Equipamento especializado e fonte de energia requeridos no local;
- e) Necessidade de pessoal qualificado;
- f) Eventual alteração das características dos aços existentes.

3.2.4.1 Avaliação da Capacidade Resistente de Flexão e de Corte

A avaliação da capacidade resistente de flexão e corte nesta solução de reforço é idêntica às utilizadas no reforço por colagem de chapas metálicas, descritas em 3.2.3.1.

3.2.4.2 Avaliação da Ductilidade

Do mesmo modo que a avaliação de capacidade também a avaliação da ductilidade na solução de reforço com elementos metálicos utiliza-se as expressões referidas em 3.2.3.2 para as soluções com barras metálicas.

3.2.5 Reforço por Utilização de Elementos Compósitos

O reforço estrutural com materiais compósitos à base de fibras é usado desde da década de 60 nas indústrias aeroespaciais, aeronáuticas e desporto, assim como em sectores onde se exija baixo peso, elevadas resistências e grande durabilidade.

Nos últimos tempos, a utilização de materiais compósitos no reforço de pilares e outros elementos estruturais de betão armado tem crescido significativamente. Normalmente dois tipos de plásticos reforçados com fibras, FRP, têm sido utilizados: As fibras de carbono e de aramida, ambas com elevada capacidade resistente. Entretanto, as mantas de fibras de carbono (CFRP) são as mais utilizadas como uma alternativa ao encamisamento metálico. O uso do encamisamento com CFRP nas potenciais regiões de rótulas plásticas dos pilares de betão armado, para melhorar o desempenho sísmico permite um ganho em ductilidade do pilar. Este ganho em ductilidade está associada por um lado ao confinamento do betão conferido pela cintagem com as mantas e por outro lado com o aumento de resistência ao corte que previne este modo de rotura, conduzindo a um modo de rotura de flexão, portanto mais dúctil.

Embora o custo de execução desta tecnologia seja relativamente mais elevado que o método por encamisamento metálico, esta solução é muitas vezes empregue onde grandes maquinarias de construção não podem ser utilizadas, como por exemplo gruas, associado a isso, pode-se incluir a facilidade, a simplicidade e a rapidez, tornando os compósitos cada vez mais usados no reforço estrutural em Engenharia Civil.

Esta solução, muito utilizada em pilares circulares tem sido empregue em pilares de secção rectangular após uma boa preparação das superfícies de betão. Para a aplicação dos laminados há que ter maiores cuidados do que no reforço por meio de chapas de aço. A superfície deve ser previamente preparada através de jacto de areia, abrasão ou martelo de agulhas. Note-se que não é aconselhável uma rugosidade excessiva, devendo ser efectuada, após a picagem, uma limpeza com escova de aço, seguida de aspiração. Os cantos do pilar deverão ser boleados de forma a permitir a dobragem da manta e diminuir a concentração de tensões, operação fundamental para um comportamento adequado do reforço.

Yang et al. (2001) e Cardoso (2003) concluíram que o boleamento dos cantos desempenhava um papel muito importante nas propriedades dos compósitos; os resultados de ensaios apontam que um encamisamento numa secção circular bem executado mobilizava apenas cerca de 67% da resistência última do laminado, salientando que a medida que o raio de canto diminui, reduz-se cada vez mais a eficácia do encamisamento FRP. A execução desta operação é muito sensível à qualificação da mão-de-obra.

3.2.5.1 Sistemas FRP

Os plásticos reforçados com fibras (FRP) podem ser categorizados com base no modo como são fornecidos e instalados na obra. O sistema de reforço FRP pode ser realizado de diferentes formas:

- 1) sistemas molhados,
- 2) sistemas laminados e
- 3) sistemas NSM (Near Surface Mounted).

Os sistemas molhados consistem em mantas unidireccionais ou multidireccionais de fibras que são impregnados *in situ* com uma resina saturante. A resina saturante é usada para fornecer uma matriz de união para a fibra e colar a manta à superfície de betão, sendo curada no local.

Encontram-se no mercado três tipos comuns de sistemas molhados:

- Mantas de fibras unidireccionais com as fibras predominantemente num plano de direcção.
- Mantas de fibras multidireccionais ou tecidos com fibras orientadas em pelo menos duas direcções planas.
- Cordões de fibras que são enrolados ou mecanicamente aplicados na superfície do betão. Os cordões de fibras são impregnados com resina durante a operação de enrolamento.

Os sistemas laminados são fabricados com formas variadas de modo a facilitar o seu fornecimento e transporte a obra. Normalmente, é usado um adesivo para colar o laminado plano, varões ou de outra forma a superfície do betão ou mesmo nas ranhuras

no betão (caso de sistemas NSM). O adesivo usado para colar o sistema laminado a superfície do betão deverá ser especificado pelo fabricante do sistema. A selecção do adesivo é muito importante uma vez que o adesivo garante a boa transferência de carga entre a superfície de betão e os laminados. Os sistemas laminados comuns são:

- Laminados com mantas unidireccionais armazenadas em forma de grandes placas ou como tiras finas bobinadas em rolo.
- Laminados com mantas multidireccionais enroladas ou cortadas em forma de folha. Esses laminados podem ser facilmente cortados em obra usando uma tesoura de cortar chapas.
- Laminados em forma de segmentos de invólucro de modo que eles possam ser abertos e ajustados em volta do pilar ou outros elementos. Os encamisamentos com várias camadas são coladas ao betão e uma as outras para fornecer confinamento sísmico ou reforço.

3.2.5.2 Reforço pela Aplicação de Sistemas FRP

A prática já comprovou que os materiais compósitos podem mobilizar elevadas tensões mesmo a baixa deformação, e comparativamente ao aço são mais finos, leves e possuem resistências à tracção 10 vezes superiores.

A solução de reforço pelo encamisamento do elemento através de mantas de fibras de compósitos é um processo relativamente simples. Embora a instalação do sistema compósito de reforço possa variar entre os vários fabricantes e instaladores, o processo geralmente envolve os seguintes passos:

1. inspecção das condições superficiais do elemento a reforçar
2. reparação de fissuras e regiões desmoronadas com injeção epóxida e argamassas.
3. preparação da superfície do elemento (com mó de esmeril manual e jacto húmido se necessário) para remover irregularidades e garantir a verticalidade as faces do pilar.
4. aplicação de primário e mástique para assegurar boa aderência das mantas de fibras.
5. aplicação da primeira camada de saturante.

6. aplicação das mantas de fibra na superfície de modo similar à aplicação de um papel decorador de parede.
7. aplicação da segunda camada do saturante depois das mantas terem sido devidamente aplicadas.
8. repetir os passos 6 e 7 até ao número requerido de camadas de mantas de fibra tenha sido instalado.

Deve-se ter especial atenção na preparação da superfície do elemento a reforçar (passo 3), devendo a base da superfície de betão estar limpa, seca, firme (resistência à tracção mínima de 1.5 N/mm^2), rugosa e isenta de óleos, gorduras, pinturas, restos de descofrantes, pó, etc. A preparação da superfície de betão deverá ser efectuada antes da ligação. Esta deverá estar isenta de betão desagregado ou delaminado e os cantos devem ser boleados. A regularização da superfície é efectuada normalmente por mó de esmeril ou jacto de areia.

Como já foi referido o boleamento das arestas é fundamental no desempenho do reforço, que deverá ser executado com o máximo dos cuidados devendo garantir-se pelo menos 10 mm de raio na aresta, de acordo a informação do fabricante, embora as recomendações técnicas mais recentes indiquem entre 15 mm e 20 mm . A aresta tem que apresentar-se desempenada em toda sua altura, de forma a evitar irregularidades na aplicação da manta. Qualquer irregularidade no betão é removida com uma argamassa de reparação à base de minerais; normalmente esta fase é feita com recurso a pedra pomos o que permite uma maior sensibilidade na execução e tornar toda a superfície perfeitamente regular.

Depois das operações de reparação e preparação da base, é necessário proceder à limpeza da superfície onde se vai aplicar a manta, devendo de preferência ser limpa com um pano húmido, embora normalmente o que se efectua em obra seja a aspiração do pó, de forma a permitir a aderência da resina epóxida que se vai aplicar. Alguns sistemas requerem a aplicação de um primário.

A maioria dos sistemas requer a aplicação da resina na superfície do betão antes da colocação do compósito de reforço sobre a superfície do adesivo. Se este não for o caso, recomenda-se que se siga as instruções do fabricante do sistema. É importante seguir as

recomendações dos fabricantes do sistema referente à espessura da resina epóxida (adesivo) a ser aplicado. O adesivo pode ser aplicado usando uma colher de trolha plástica ou metálica, ou então, usando um rolo. Todos os adesivos têm um certo tempo de trabalhabilidade “pot-life” numa temperatura específica. Esta informação é disponibilizada pelo fabricante do sistema.

Uma vez tendo sido aplicado o adesivo na superfície do betão, o material compósito deverá ser colocado em contacto com o adesivo e pressionado sobre a superfície do adesivo seguindo as recomendações do fabricante do sistema.

Nas voltas subsequentes à primeira (ver passo 8) a técnica de aplicação é idêntica, espalhando-se previamente a resina e aplicando-se depois a manta sempre ligeiramente traccionada, finalizando-se com a passagem do rolo. O acabamento final consiste numa “pintura” de resina de forma a homogeneizar a superfície, a chamada “pintura cosmética”. Se possível e aplicável, poder-se-á aplicar areia de quartzo sobre a pintura para dar textura a superfície para receber outra argamassa de acabamento ou pintura.

São necessários dois operários na aplicação da manta de forma a manter a manta esticada durante a operação de passagem da resina (Figura 3.17).



Figura 3.17 - Aplicação do sistema de mantas de fibras de carbono

As fibras de aramida têm também provado ser adequados para o confinamento de pilares, especialmente na cintagem de pilares com cantos (prismáticos). Além disso, as propriedades específicas das fibras de aramida (tolerância aos danos, absorção de energia de impacto e propriedades anti-balísticas) fazem dela o material mais

apropriado para certas aplicações, tal como, resistir ao impacto dos carros nas bases dos pilares das pontes ou como reforço de explosão em paredes de alvenaria.

Uma solução que tem sido bastante utilizada na aplicação de fibras de compósitos, especialmente em pilares circulares, é a chamada técnica de enrolamento filamentar em que o compósito é continuamente cintado ao pilar com o auxílio de um enrolador especialmente concebido para o efeito, sendo posteriormente impregnado com resina epóxida.

A eficácia do confinamento do encamisamento com FRP depende de muitos parâmetros, nomeadamente, o tipo de betão, quantidade de armadura, rigidez do encamisamento FRP (tipo de FRP, número de dobras e tipo de cintagem), a forma da secção transversal, os raios dos cantos, para secções não circulares, e as condições de carregamento.

O melhor aproveitamento das características dos materiais compósitos pode conseguir-se através do pré-esforço destes nas cintagens, solução essa que tem vindo a ser desenvolvida por alguns investigadores (Saatcioglu et al., 2000), em que aproveitam os equipamentos de embalagem disponíveis no mercado que permitem ao operador não apenas a aplicação da tensão na tira mas também juntar a tira traccionada por meio de grampos especiais. As tiras são traccionadas até próximo da tensão de cedência; daqui, uma tensão lateral efectiva é aplicada ao pilar previamente ao carregamento assegurando assim, primeiramente, a utilização da capacidade da tira e seguidamente, evitando o esmagamento prematuro do betão confinado, como poderia ser no caso em que as tiras não fossem propriamente esticadas. Mesmo assim, há um limite para a máxima espessura e a largura da tira que pode ser facilmente curvada nos cantos, em termos de tensões, havendo já disponíveis no mercado, tiras com resistências superiores a 1000 MPa, (Nesheli, 2004).

3.2.5.3 Reforço pela Aplicação de Laminados Compósitos perto da Superfície de Recobrimento (Near Surface Mounted – NSM)

O método NSM pode geralmente ser usado como uma alternativa para o reforço de estruturas de betão armado e alvenaria. O método NSM fornece uma solução mais

discreta para reforçar estruturas em que os laminados compósitos são geralmente inseridos em alvenaria ou estruturas de betão armado através de ranhuras ou aberturas por meio de serras. Geralmente, as formas podem variar de tamanho dependendo da aplicação, mas tipicamente são fornecidos em forma de secção transversal circular ou rectangular. A forma é geralmente a principal característica no tratamento da superfície para facilitar a ligação entre os compósitos e o adesivo ou argamassa. Uma resina epóxida ou argamassa de cimento é usada para ligar os varões laminados compósitos nas ranhuras realizadas nas superfícies. A escolha do adesivo é fundamental para a eficaz transferência das cargas entre a parede e a armadura colocada. Uma superfície de acabamento pode então ser adicionada para esconder completamente o sistema de reforço. Uma vez que os produtos são embebidos nos substratos e colados em três lados do compósito, os comprimentos para o reforço NSM podem ser curtos. O reforço NSM pode também ser ancorado em elementos adjacentes e há oportunidades de reforçar elementos nas suas regiões de momentos negativos, já que os compósitos não são expostos a potenciais danos mecânicos típicos de pavimentos ou sistemas de convés.

O uso da solução NSM não requer grande preparação da superfície e o tempo de instalação pode ser menor que o requerido nos outros sistemas.

Investigadores nacionais que têm trabalhado neste tipo de reforço Barros et al. (2000 a, b) e Ferreira (2001), realçaram o aumento significativo da capacidade de carga, mesmo em pilares com danos elevados, por aplicação desta solução de reforço. Desde que as zonas de dano sejam devidamente tratadas, este aumento é similar em pilares danificados e intactos, isto é, em pilares pré-reforçados e pós-reforçados. Por outro lado, estes investigadores constataram também que o aumento foi mais significativo nos pilares com menor percentagem de armadura longitudinal. Tal deve-se ao facto de a zona de rotura dos pilares reforçados, com a menor percentagem de armadura longitudinal, ter sido substituída por uma argamassa epóxida de elevada resistência à compressão e à tracção. Com o aumento da percentagem da armadura longitudinal, a fendilhação distribui-se num comprimento maior, pelo que passaram a existir fendas fora da zona reforçada. O aumento da capacidade de carga está relacionado com a melhor distribuição da fendilhação, dado que se desenvolveu um maior número de fendas, mas de menor abertura, com a presença de reforço. A Figura 3.18 ilustra a aplicação do sistema NSM.

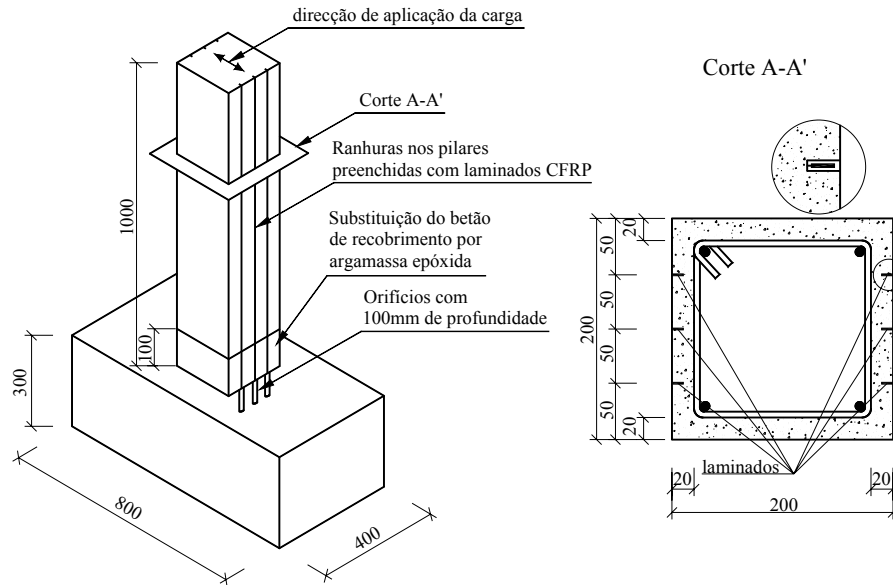


Figura 3.18 - Aplicação do sistema NSM (Ferreira, 2001).

3.2.5.3.1 Aplicação do Sistema NSM

Após a avaliação da condição da estrutura existente e o dimensionamento do reforço, a instalação do reforço FRP NSM é realizado geralmente da seguinte forma:

1. Abertura das ranhuras usando um serrote de diamante ou mó de esmeril, e deverá ser 1.5 vezes o diâmetro do varão (no caso de varão de secção transversal rectangular, 1.5 vezes a altura e 3 vezes a largura) e realizada como prescrito. Pode ser necessário o uso de duas lâminas de diamante no veio do serrote (Figura 3.19). e algumas vezes pode ser necessário a fixação dos laminados na sapata, abrindo para o efeito furos tal como ilustrado na Figura 3.20.
2. Preparação da ranhura – Na ranhura é aplicada uma fita de mástique ou um produto similar para evitar excessos de adesivo que possam desfigurar a superfície. A ranhura é limpa através de vácuo ou de um compressor de ar (Figura 3.21).
3. Aplicação do adesivo – enchimento das ranhuras com gel adesivo estrutural ou argamassa. Devem ser tomados cuidados especiais para evitar bolhas de ar.
4. Colocação dos compósitos nas ranhuras – depois do adesivo ser aplicado nas ranhuras, o compósito é colocado e pressionado na ranhura para garantir uma fixação adequada desta.

5. Acabamentos – depois da colocação dos compósitos nas ranhuras, o adesivo é alisado e qualquer falta de adesivo é adicionado. Em geral deve ser efectuada uma limpeza e a remoção de mástique.

As Figuras 3.22 e 3.23 ilustram algumas etapas descritas nos pontos 3 e 4, deste item.



Figura 3.19 - Abertura das ranhuras
(Ferreira, 2001).



Figura 3.20 - Abertura dos furos de fixação dos laminados à sapata
(Ferreira, 2001).



Figura 3.21 - Limpeza dos furos de fixação à sapata
(Ferreira, 2001).



Figura 3.22 - Fixação dos laminados a um elemento de pilar (Ferreira, 2001).



Figura 3.23 - Aplicação da argamassa epóxida nos furos de fixação à sapata (Ferreira, 2001).

3.2.6 Reforço por Utilização de Elementos Metálicos e Compósitos

Para se tirar maior vantagem das chapas de aço e dos materiais compósitos, alguns investigadores têm reforçado pilares, de secção rectangular ou quadrada, com ambos materiais em simultâneo. As chapas de aço são coladas nas faces dos pilares através de resina epóxida e posteriormente apertadas com os plásticos reforçados com fibras de carbono (CFRP). As chapas de aço além de contribuírem como armadura longitudinal,

também contribuem para a resistência ao corte. No entanto, as fibras dos materiais compósitos funcionam como cintas, confinando o betão e aumentando deste modo a ductilidade do pilar, pois estas têm grande importância no reforço transversal.

3.3 REFORÇO ACTIVO COM PRÉ-ESFORÇO TRANSVERSAL

3.3.1 Reforço de Pilares com Cordões de Aço Pré-esforçados

O uso de fibras compósitas ou encamisamento metálico, como abordado anteriormente, melhora o desempenho de elementos estruturais através de armadura adicional e aumento da pressão de confinamento passivo. Esta pressão lateral é realizada pela fibra ou encamisamento metálico que envolve o elemento quando este é solicitado, tratando-se portanto de um reforço passivo.

O desempenho de elementos estruturais pode ser melhorado através de pré-esforço externo, que fornece a armadura adicional, bem como pressão lateral activa. Uma nova solução foi desenvolvida na Universidade de Ottawa, denominada “retro-belts” (cintas-apertadas) (Saatcioglu et al., 2000), em que os pilares de betão armado são cintados com cordões de aço de alta resistência pré-esforçados. As cintas metálicas, feitas de sete cordões finos e ancoragens especialmente concebidas são colocadas em volta do pilar com espaçamentos específicos e são pré-esforçadas para um nível de tensão predeterminado. Os dispositivos de ancoragem, colocados na superfície do pilar, fornecem ancoragem para as duas extremidades do cordão. Enquanto os cordões de aço actuam como armadura adicional de corte, a pressão lateral activa fornece o confinamento ao betão, aumentando a ductilidade e a capacidade de corte. O pré-esforço fornece também uma adequada força de aperto nas regiões de emenda das armaduras longitudinais, corrigindo a deficiência de emendas inadequadas muitas vezes efectuadas nas regiões de potenciais rótulas plásticas de pilares existentes. A Figura 3.24 mostra o alçado de um pilar circular reforçado com pré-esforço externo.

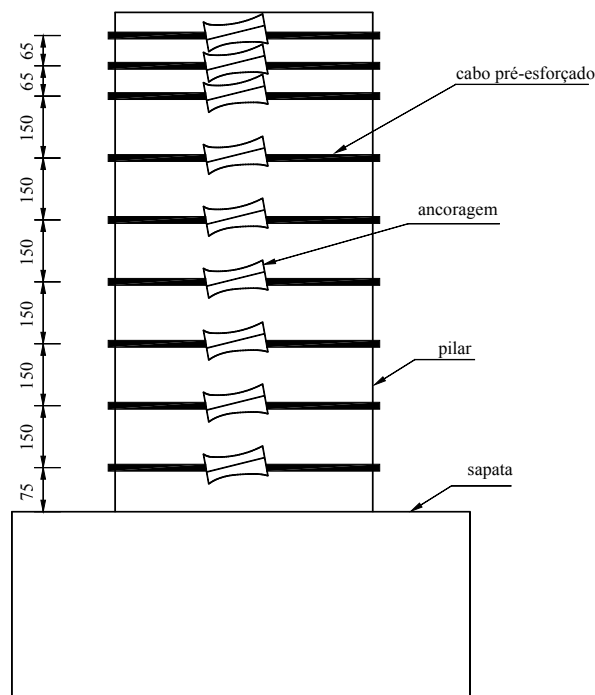


Figura 3.24 - Reforço ao corte de um pilar circular (Saatcioglu et al., 2000).

A Figura 3.25 ilustra o reforço de um pilar quadrado usando o pré-esforço externo por meio de discos produtores de pressão. A ferragem adicional fornecida ao pilar rectilíneo ajuda a produzir uma pressão quase uniforme nas faces dos pilares rectilíneos. A ferragem consiste de secções estruturais ocas (HSS – do inglês *Hollow Structural Sections*) usados como cintas externas com discos elevadores de pressão de diferentes diâmetros soldados neles para distribuir uniformemente a força de pré-esforço nas quatro faces do pilar. Os cordões são colocados directamente nos discos elevadores de pressão para desenvolver componentes de força perpendicular. As alturas e localizações dos discos são calculadas de forma que as componentes das forças sejam aproximadamente iguais aos produzidos nos discos. A Figura 3.26 é um exemplo de solução alternativa ao da Figura 3.25.

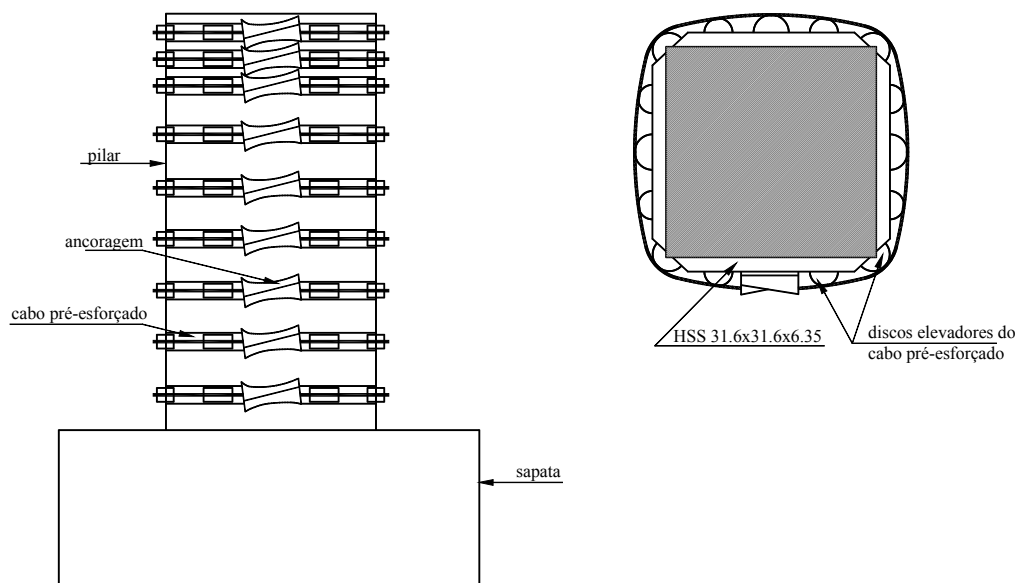


Figura 3.25 - Reforço ao corte e confinamento de um pilar quadrado (Saatcioglu et al., 2000).

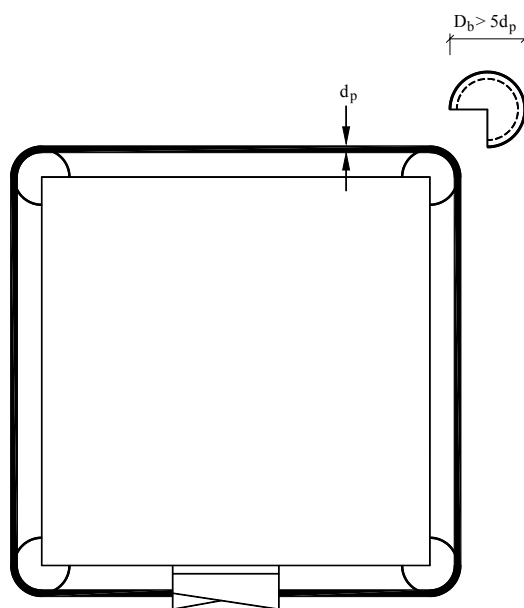


Figura 3.26 - Reforço ao corte e confinamento de um pilar quadrado (Saatcioglu et al., 2000).

3.3.2 Reforço de Pilares com Cintas Metálicas Pré-esforçadas

Esta solução de reparação e reforço de pilares envolve o pré-esforço de cintas metálicas em volta do pilar (através de máquina de enlaçar usada na indústria de embalagem) e subsequentemente segurando-os no local por grampos metálicos.

Os equipamentos de enlaçar disponíveis comercialmente permitem ao operador não apenas a aplicação da tensão na cinta mas também a ligação da cinta pré-esforçada através de grampos especiais de pressão. Todavia existe um limite da máxima espessura e largura das cintas que podem ser facilmente dobradas nos cantos; em termos de resistência, existem no mercado cintas de alta resistência com mais de 1000 N/mm^2 .

Essas cintas são pré-esforçadas até próximo da tensão de cedência. Assim, é aplicada ao pilar antes do carregamento uma tensão lateral efectiva, assegurando primeiramente a utilização da capacidade da cinta e seguidamente evitando o esmagamento prematuro do betão confinado, como seria o caso com cintas mal apertadas.

O baixo custo das cintas associado à rapidez e facilidade de aplicação da técnica de enlaçar torna esse método eficaz para o uso como uma solução de reparação e reforço de certos elementos estruturais (Frangou et al., 1995).

3.4 EXEMPLOS DE CASOS PRÁTICOS

São apresentados nesta secção casos práticos de reforço estrutural envolvendo pilares de betão armado. Nesta apresentação sucinta procura-se ilustrar com casos de obra algumas das soluções de reforço anteriormente referidas embora não tenham sido realizadas no âmbito estrito do reforço sísmico. Faz-se uma abordagem das possíveis causas que originaram os danos e apresenta-se a solução de reforço mais adequada a cada caso atendendo às condições para a sua execução.

3.4.1 Reforço Estrutural de um Edifício

Após a inspecção das condições locais devido ao colapso de um pilar ao nível do rés-do-chão e várias fissuras ocorridas num edifício de 7 andares com cave, foi efectuada uma avaliação de segurança, da qual resultou a necessidade da realização de trabalhos de reabilitação estrutural do edifício. A Figura 3.27 ilustra o pilar colapsado e, ao lado, pode-se ver a armadura de um dos pilares (Figura 3.28).

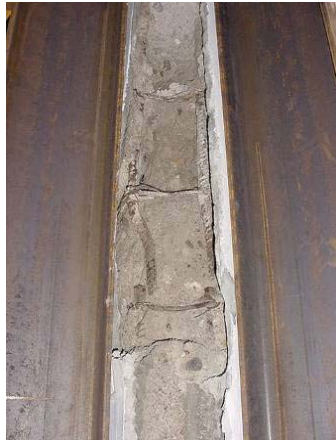


Figura 3.27 - Pilar colapsado
(Costa et al., 2003).



Figura 3.28 - Armadura num pilar
(Costa et al., 2003).

A avaliação da segurança estrutural consistiu em comprovar se a estrutura existente estava em condições de desempenhar as funções que a sua utilização exigia e em termos de estados limites últimos e de utilização, fazendo-se a verificação das seguintes condições:

- a capacidade resistente dos diversos elementos estruturais era suficiente face aos reforços resultantes das acções previstas para o edifício;
- as flechas máximas previstas situavam-se dentro de valores aceitáveis;
- todas as regulamentações relativas às disposições construtivas deverão ser cumpridas;
- existência de suficiente protecção das armaduras de modo a garantir as exigências de durabilidade.

Das inspecções efectuadas e da análise do projecto do edifício considerou-se fundamental a satisfação da 1ª condição, já que as outras alíneas estariam em princípio satisfeitas.

Para a verificação da segurança da estrutura foi usado um programa de cálculo automático, tendo-se considerado as acções e as combinações regulamentares e calculados os esforços nos diversos elementos estruturais. A análise estrutural, com vista à verificação da segurança entre os esforços actuantes e os esforços resistentes permitiu concluir que as lajes e as vigas se encontravam bem dimensionadas, verificando-se que as vigas apresentavam algum excesso de armadura positiva, que

estaria relacionado com o tipo de modelo de cálculo usado no dimensionamento do edifício. O cálculo permitiu concluir que alguns dos pilares não tinham secção suficiente, pelo que foi necessário proceder ao reforço da secção desses pilares e efectuado novo cálculo para essa hipótese de reforço.

Nos pilares em que a armadura não era suficiente recorreu-se à utilização de cantoneiras nos cantos, de modo a satisfazer a área da armadura em falta. Um dos pilares que correspondia à zona de apoio de um corpo balançado foi reforçado de modo a garantir o apoio à parede de betão que foi introduzida no canto em balanço.

Nas figuras seguintes apresentam-se algumas imagens das soluções de reforço usadas.



Figura 3.29 - Colocação de cantoneiras em pilares (Costa et al., 2003).



Figura 3.30 - Preparação para acabamento do pilar (Costa et al., 2003).



Figura 3.31 - Reforço de pilar
(Costa et al., 2003).



Figura 3.32 - Aumento da secção do pilar
(Costa et al., 2003).

3.4.2 Reforço Estrutural das Fundações e Pilares

Em virtude de uma rotura de um pilar e o saltar do recobrimento do outro, na cave de um edifício com três andares, situado na zona da junta de dilatação, foram efectuadas inspecções e sondagens ao solo de fundação para o apuramento das causas. A análise dessas sondagens permitiu concluir que o colapso de um dos pilares e o início do saltar do recobrimento do outro pilar adjacente se deveu a uma transferência de carga axial para estes pilares devido ao assentamento do pilar intermédio aos dois que apresentavam anomalias, uma vez que estes, atendendo à sua dimensão e armadura, não tinham reserva de resistência (Costa et al., 2001).

Com base no relatório geotécnico elaborado com as sondagens efectuadas nesta área anexa a sapata do pilar colapsado, verificou-se que o substrato rochoso se encontrava a 4.0 m de profundidade e que qualquer solução adoptada para reforço das fundações teria que ir até esse substrato, visto que os solos que sobre este assentam não apresentam qualquer resistência aos ensaios penetrométricos realizados. Devido ao grande fluxo de água que foi detectado nestas sondagens, o relatório geotécnico aconselha o encastramento do apoio da fundação existente na rocha granítica. Com base nas observações efectuadas “in situ” e nas conclusões do relatório geotécnico foi elaborada

uma solução de reforço das fundações dos pilares ao longo da junta de dilatação que consistiu, essencialmente no seguinte:

1. Execução de micro estacas (geralmente 4 micro estacas por sapata). Estas micro-estacas segundo o relatório do estudo geotécnico deverão ter entre 4 a 5 *m* e deverão ser encastradas na rocha granítica. A execução das micro-estacas deverá ser realizada de modo a que sejam obtidas carotes da sapata e dos poços de fundação, permitindo o conhecimento em profundidade dos diversos elementos.
2. Execução de um quadrado em perfis HEB, conforme Figura 3.33, que apoiarão nas micro-estacas. Apoiados nestes perfis HEB serão colocados perfis secundários HEB12 de modo a cintar convenientemente o pilar existente, Figura 3.34, devendo ser assegurada a ligação entre os pilares da junta e estes perfis através de buchas químicas.
3. Execução de uma malha de furos (25x25 *cm*) na sapata existente, onde serão colocados varões de Ø16 ligados por resina epóxida à sapata existente e de modo que o comprimento sobranter dos varões seja 1.20 *m*.
4. Execução de uma sapata, com dimensões iguais às existentes, com malha Ø12 a 0.15 *m*, conforme Figura 3.34.
5. Reforço dos pilares: No caso do pilar duplo de junta de dilatação será usado a solução representada na Figura 3.35.

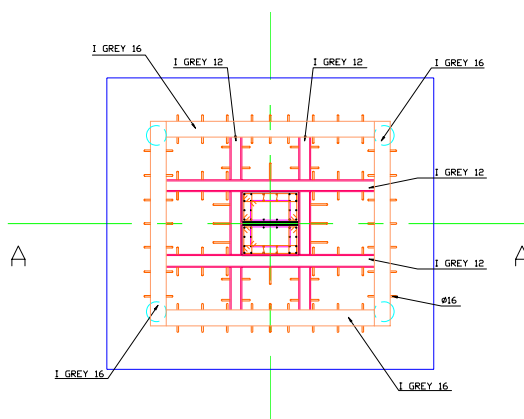
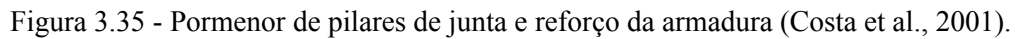
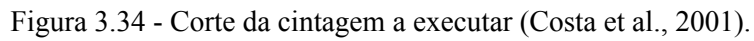


Figura 3.33 - Planta do reforço a executar (Costa et al., 2001).



115

Ø6 a 0.15 m. Depois da execução da armadura proceder-se-á à betonagem do pilar usando-se betão projectado garantindo-se um betão com a classe de um C20/25 (B25).

A operação de reforço dos pilares descrita anteriormente deverá ser precedida da colmatação das fendas existentes usando-se na generalidade dos casos a resina epóxida e mantas flexíveis em fibras de carbono. No caso do pilar P24 (pilar mais afectado) será usado o SikaGrout® para colmatar os espaços. Depois da superfície estar convenientemente reparada o pilar nessa zona será cintado com mantas flexíveis

A partir destas considerações foi executado o projecto de reforço, tendo-se procedido à execução da obra, apresentando-se de seguida algumas fotografias, Figuras 3.36 a 3.42.



Figura 3.36 - Sapata existente
(Costa et al., 2001).



Figura 3.37 - Sondagem e execução das
micro-estacas (Costa et al., 2001).



Figura 3.38 - Micro-estacas a atravessar a fundação existente (Costa et al., 2001).



Figura 3.39 - Execução da ligação das micro-estacas à nova sapata e ao pilar (Costa et al., 2001).



Figura 3.40 - Novas sapatas e do pilar reforçado (Costa et al., 2001).



Figura 3.41 - Reforço de pilares
(Costa et al., 2001).



Figura 3.42 - Reforço de pilares – Pormenor
de escoramento (Costa et al., 2001).

3.4.3 Reforço Estrutural de Pilares após Incêndio

Na sequência de um incêndio iniciado num piso intermédio, que se propagou a todo edifício ilustrado na Figura 3.43, foram realizados trabalhos de reparação e reforço estrutural, realçando-se o reforço de dois pilares.



Figura 3.43 - Edifício objecto de estudo (Costa e Paupério, 2005).

O incêndio, de grandes proporções, afectou de forma mais gravosa a estrutura da cave e do rés-do-chão e de um piso intermédio, originando danos acentuados em pilares, vigas e lajes da cave e em pilares, paredes e cobertura do rés do chão. Em função da extensão dos danos, depois de diversas visitas ao local, recolhas de amostras dos materiais e

estudos, fez-se uma avaliação estrutural e foram propostas medidas de reabilitação e reforço do edifício para o habilitar, com as necessárias condições de segurança estrutural do edifício, tendo em vista futuras utilizações. Para o efeito foram seleccionados um conjunto de elementos mais afectados e mais representativos, para uma análise cuidada da segurança. Na sequência do incêndio alguns pilares ficaram seriamente danificados, como se pode verificar nas Figuras 3.44 e 3.45, bem como algumas vigas e lajes. No entanto, após a conclusão das obras, executou-se um ensaio de carga, comprovando-se a eficiência das soluções de reforço adoptadas. Mais detalhes sobre esse trabalho podem ser encontrados em Costa e Paupério (2005).



Figura 3.44 - Pilar danificado no inferior da rampa de acesso da cave (Costa e Paupério, 2005).



Figura 3.45 - Pilar danificado a meio da rampa (Costa e Paupério, 2005).

No caso dos pilares foi possível verificar, pelo cálculo estrutural, que na generalidade dos casos verificavam as condições de segurança em relação aos estados limites últimos. No entanto, dois dos pilares, os que se encontravam na zona da rampa de acesso a cave, tinham sido bastante afectados pelo que a metodologia de reforço usado consistiu no seguinte (Costa e Paupério, 2005):

1. Remoção do betão degradado;
2. Limpeza das superfícies;
3. Preparação e protecção das armaduras;
4. Colocação de chapas de ferro com espessura de 30 mm, em cada face, sob resina epóxida, que deverá ser colocada por injeção sob pressão;

5. Estas chapas seriam soldadas nos cantos, soldadura contínua, ao longo de toda a altura do reforço;
6. As chapas teriam furos ovais na sua superfície, onde seriam colocados varões Dywidag, que deveriam ligar as chapas opostas, sendo apertadas e colocadas porcas e contra – porcas;
7. Todas as chapas deveriam ser metalizadas a 40 microns;
8. Todas as zonas soldadas seriam metalizadas a frio e utilizado um primário do tipo Icosit E6-1;
9. Todas as zonas soldadas deveriam ser soldadas em cordão contínuo nunca inferior a 30 mm e sem vazios (poros);
10. Todas as superfícies metálicas, bem como todas as zonas de soldadura, levariam no final um primário Friazinc R da SIKA em 2 demãos, seguido de barramento através de Icosit – Poxicolor Primer HE (1 demão) e finalmente Icosit – Poxicolor (2 demãos).

Apresentam-se nas Figuras 3.46 e 3.47 dois esquemas do projecto de reforço que correspondem ao reforço de um dos pilares.

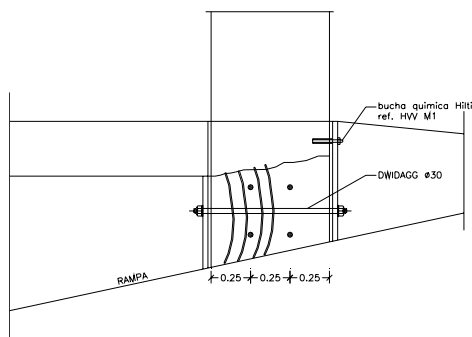


Figura 3.46 - Reforço do pilar – alçado
(Costa e Paupério, 2005).

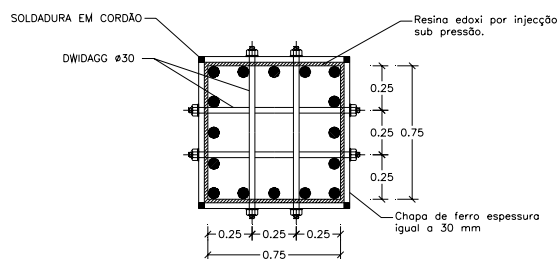


Figura 3.47 - Reforço do pilar – planta
(Costa e Paupério, 2005).

Nas Figuras 3.48 e 3.49 apresentam-se algumas imagens das soluções de reforço usadas nos pilares mais danificados.



Figura 3.48 - Reforço do pilar – parte inferior da rampa (Costa e Paupério, 2005).



Figura 3.49 - Reforço do pilar – meio da rampa (Costa e Paupério, 2005).

3.4.4 Reforço de um Pilar por Encamisamento GFRP

Face as várias fissurações observadas nos elementos escultóricos que encimam um edifício e nas fachadas que servem de apoio a estes elementos e, estando este edifício localizado numa das ruas mais movimentadas, foram consideradas patologias preocupantes tendo sido solicitado uma inspecção e posteriormente estabelecido um projecto de reforço para garantir a sua segurança estrutural. Apresenta-se na Figura 3.50 a vista parcial do referido edifício.



Figura 3.50 - Vista parcial do edifício (Costa et al., 2003).

No âmbito do presente estudo, os trabalhos de reforço estrutural realizado sobre este edifício, incluíram o reforço de um pilar de betão armado que se localiza no piso recuado. Detectou-se uma fissuração longitudinal (Figura 3.51). Na Figura 3.52 é pormenorizada a tal fissuração do pilar que não parecia ter grande importância no funcionamento estrutural do edifício, apresentando-se mais como elemento decorativo. Essa fissuração é um indício de que este pilar passou a estar sujeito a cargas de compressão mais elevadas relativamente ao previsto aquando da construção.



Figura 3.51 - Fissuração em pilar
(Costa et al., 2003).



Figura 3.52 - Pormenor da fissura
(Costa et al., 2003).

Assim, o reforço do pilar foi realizado com recurso a materiais compósitos (tecido de fibras de vidro) para melhorar o confinamento capacitando deste modo ao pilar a nova situação de carregamento. A Figura 3.53 ilustra o pilar reforçado.



Figura 3.53 - Confinamento do pilar com camada de tecido (Costa et al., 2003).

Os materiais compósitos não só são aplicados no reforço estrutural sísmico ou devido a alteração de carregamento, como também em reforço de elementos esculturais decorativos constituídos por uma figura masculina e feminina, como se pode ver na Figura 3.54, que encimam o edifício que foi objecto de estudo cuja fissuração estava associada a obras realizadas há cerca de 5 anos, em que na pintura do edifício usaram tintas plásticas que impermeabilizaram as estátuas impedindo o material de respirar e originando um processo de degradação acelerada que deu origem às patologias entretanto detectadas (Juvandes e Costa, 2003).



Figura 3.54 - Pormenor do arco na fachada (Costa et al., 2003).

A título de exemplo, apresentam-se algumas imagens do trabalho realizado (Figuras 3.55 a 3.58).



Figura 3.55 - Aplicação das cintas exteriores (Costa et al., 2003).



Figura 3.56 - Reforço da fixação e impregnação (Costa et al., 2003).



Figura 3.57 - Confinamento contínuo com uma camada de tecido (Costa et al., 2003).



Figura 3.58 - Acabamento final e pintura (Costa et al., 2003).

3.4.5 Reforço de Pilares por Encamisamento de Betão

O presente caso refere-se ao reforço de pilares de betão armado do edifício cuja fachada é apresentada na Figura 3.59, constituído por cave, rés-do-chão, 5 andares e um recuado. No decorrer da fase de trolha, constatou-se que os pilares foram executados com betão de péssima qualidade (os ensaios em carotes extraídos em obra permitiram concluir tratar-se de um B4), tal como se pode ver na Figura 3.60.



Figura 3.59 - Fachada do edifício (Costa et al., 2003).



Figura 3.60 - Pormenor de um dos pilares (Costa et al., 2003).

Assim, foi imperioso o reforço do edifício. Neste caso a metodologia de reforço usada consistiu em realizar o reforço dos pilares por encamisamento de betão, garantindo-se assim uma dimensão mínima de parede, dimensão esta condicionada pela facilidade de execução de armaduras e de betonagem, tendo-se optado por uma parede de 12 *cm*, como valor mínimo para garantir uma boa betonagem e essencialmente a possibilidade de o vibrador de ponta puder entrar no interior da cofragem. Para assegurar a continuidade entre pisos foram realizados furos na laje no canto dos pilares, de modo a que ficasse assegurada a continuidade da armadura e possibilitando a betonagem através desses furos. Nas Figuras 3.61 e 3.62 podem-se visualizar dois pormenores desse reforço dos pilares por encamisamento com betão armado.



Figura 3.61 - Reforço de pilar
(Costa et al., 2003).



Figura 3.62 - Reforço de pilar
(Costa et al., 2003).

Apreciação dos Casos Práticos:

Como se pode constatar dos cinco casos práticos apresentados, as soluções de reforço são aplicadas para resolver diferentes patologias associadas ao aumento da capacidade de carga, acidentes causados pela acção humana (erros de projecto/execução e má execução) e acção accidental do fogo, para além da acção da natureza (sismos). Realça-se também a versatilidade dos materiais compósitos, sendo utilizados no reforço de elementos decorativos, tal como ilustram as imagens (Figuras 3.55 a 3.58) de um dos edifícios intervencionados.

Algumas das soluções de reforço aqui apresentadas serão objecto de estudo experimental no presente trabalho e serão detalhadas e ensaiadas no laboratório. Assim, no capítulo 5 são apresentados reforços de pilares com encamisamento CFRP e com elementos metálicos, seguindo-se uma análise comparativa entre o comportamento dos provetes reforçados e não reforçados (capítulo 6).

3.5 APRECIACÃO GERAL

Como apreciação geral do presente capítulo, há que ter em consideração dois tipos de reforços, nomeadamente, o Reforço Activo, em que o processo já garante a transmissão de carga pretendida para os materiais (pré-esforçando os materiais a partir dos vários meios existentes) e o Passivo, solução em que a estrutura deverá ser aliviada de todas as cargas que possam ser removidas durante a execução do reforço. Sendo assim, pode-se sugerir a solução de reforço activo mais apropriada para o reforço de elementos estruturais sem avarias mas, face a alteração de cargas por qualquer razão.

A decisão da solução de reforço a utilizar depende de muitos factores: a viabilidade económica no uso de tal solução, a natureza e o tipo de danos a reparar, a arquitectura, bem como da sua exequibilidade.

Quanto aos materiais mais utilizados na reparação ou reforço de pilares pode-se resumir em dois grupos: o reforço com elementos metálicos e com materiais compósitos (fibras de carbono, aramida ou vidro), estando o último grupo a ser mais empregue devido à facilidade de utilização e ao factor tempo. No entanto, o uso destes materiais carece de cuidados especiais para garantir a sua durabilidade e o seu bom desempenho; por exemplo, os compósitos são muito sensíveis aos raios ultravioletas, sendo necessário a sua protecção ou aplicação em locais protegidos, incluindo a protecção ao fogo. Por outro lado, ainda não se tem o conhecimento completo do comportamento desses materiais a longo prazo.

Na preparação da superfície do provete a reforçar, a metodologia é idêntica em ambos os casos de encamisamento em mantas de fibra de carbono ou em chapas de aço; após a execução das operações de reparação, é feita a preparação da superfície através de decapagem com a utilização de uma fresadora de disco apropriada (ou qualquer outro meio mecânico), a limpeza e a posterior regularização com uma argamassa de reparação.

Após a regularização da superfície com argamassa é necessário esperar o tempo de cura da argamassa de forma a esta possuir as características mecânicas necessárias à

continuação dos trabalhos (o tempo de cura varia, sendo especificado de acordo com as instruções do fabricante).

Interessa realçar também, o reforço nas zonas adjacentes aos nós de intersecção dos elementos estruturais verticais com os horizontais, onde deverá ser limitada no aumento da resistência de forma a não criar um ponto frágil e de difícil reparação que é o nó, parte do reforço que não é objecto deste estudo.

A solução de reforço NSM é muito prática e versátil mas, na opinião do autor, esta não deverá ser usada como reforço sísmico em pilares pois para além de requerer uma boa qualidade de betão de recobrimento, esta está sujeita a deixar de funcionar caso o betão de recobrimento se destaque. Porém, poder-se-á aplicar esta solução em elementos de betão armado apenas como reforço estrutural e não sísmico.

Por último, fez-se uma breve apresentação de alguns casos práticos de reforço estrutural explicando-se as metodologias aplicadas para cada caso.

CAPÍTULO 4

MODELAÇÃO NUMÉRICA

4.1 INTRODUÇÃO

No presente capítulo são apresentados os modelos numéricos utilizados na modelação para a previsão do comportamento dos provetes ensaiados, bem como a descrição do programa de análise não linear (PNL) utilizado. Dos diversos modelos que caracterizam o comportamento do aço e do betão, descrevem-se aqui apenas os modelos utilizados no programa de análise não linear utilizado para avaliar os níveis de forças e deslocamentos envolvidos nesta campanha de ensaios experimentais. Assim, neste estudo, utilizou-se o modelo bilinear do aço para carregamento monotónico e o modelo de Giuffrè-Menegetto-Pinto nos carregamentos cíclicos, tal como utilizado por Delgado (2000), e para o betão, o modelo de Mander et al. (1988) para carregamentos monotónicos e cíclicos.

Deste modo, depois da apresentação dos modelos numéricos do comportamento material do aço e do betão, na resposta monotónica e histerética, termina-se com a descrição do programa PNL.

Nas últimas décadas vários investigadores têm desenvolvido modelos e estudos sobre o comportamento não linear de edifícios de betão armado (Costa (1989), Varum (1995), Mander (1988), Arêde (1997), entre outros, para melhor compreensão do desempenho destas estruturas quando sujeitas à acções sísmicas. Neste contexto, o grupo de Engenharia Sísmica da FEUP possui ferramentas numéricas que empregam modelos não lineares que permitem captar com grande rigor o comportamento de elementos estruturais de betão armado.

Das ferramentas numéricas, salienta-se o modelo global de comportamento estrutural desenvolvido por Costa e Costa (1989) que se baseia no modelo de Takeda, sendo mais tarde melhorado por Varum (1995). O modelo de fibras (Guedes, 1997), modelo de flexibilidade (Arêde, 1997) e o modelo de dano (Faria et al., 1998), um modelo constitutivo fundamentado na Mecânica do Dano Contínuo, originalmente desenvolvido para a simulação de betão simples no contexto da análise sísmica de barragens (Faria, 1994) e que incorpora duas variáveis escalares de dano independentes para a simulação dos mecanismos não-lineares da degradação do betão sob condições de tracção e compressão. Mais tarde, Vila Pouca (2003) introduziu pequenas alterações a esta versão do modelo visando a sua aplicação na análise de estruturas de betão armado, mediante a inclusão de novas leis de evolução das variáveis de dano que permitem reproduzir o efeito de confinamento do betão mesmo em modelações que envolvam discretizações em 2D.

Por outro lado, o modelo de flexibilidade foi desenvolvido de forma a contornar as dificuldades associadas às modificações das funções de forma cinemáticas da formulação clássica de rigidez, originadas pela alteração progressiva durante a história de carga. A formulação de flexibilidade baseia-se em funções de forma de força obtidas exclusivamente por condições de equilíbrio, pelo que se mantêm exactas, independentemente do estado do elemento.

O comportamento não-linear é controlado por um modelo do tipo Takeda, com curvas base trilineares em termos de momento-curvatura. Para além das secções de extremidade e de uma secção central fixa, são ainda controladas certas secções móveis que permitem definir e actualizar constantemente as zonas plastificadas, fendilhadas e não fendilhadas dentro do elemento. O modelo é incorporado num programa geral de análise estrutural estática e dinâmica por elementos finitos, conjuntamente com um procedimento numérico auxiliar para a definição da curva trilinear baseado num algoritmo eficaz especificamente desenvolvido para evitar a discretização da secção em fibras.

Para além destes modelos, refira-se o programa CASTEM, um programa de análise estrutural de elementos finitos desenvolvido inicialmente pelo Departamento de Estudos Mecânicos e Térmicos (DEMT) da Agência de Energia Nuclear Francesa (CEA – Commissariat à l’Energie Atomique (CEA, 1990)) largamente usado como ferramenta de suporte na análise de elementos e componentes estruturais na área nuclear e noutros campos de engenharia, tal como na modelação de pórticos de betão armado. Neste grupo

de programas faz parte o programa PNL que utiliza o modelo trilinear (Costa e Costa (1989), Varum (1995)).

4.2 RESPOSTA MONOTÓNICA

As curvas de comportamento tensão-extensão para o aço e o betão foram obtidas a partir de ensaios de tracção em varões de aço carregados monotonicamente e, de ensaios de compressão de provetes de betão sujeitos ao mesmo tipo de carregamento.

4.2.1 Aço

O aço pode ser agrupado em duas categorias distintas em termos de ductilidade. Na Figura 4.1 ilustra-se a curva característica de um aço duro que tem comportamento frágil (à esquerda) e a curva característica de um aço macio que apresenta um comportamento dúctil. Como geralmente nos elementos de betão armado devem ser utilizados aços que apresentem comportamento dúctil, todos os modelos a seguir apresentados pertencem a esta categoria.

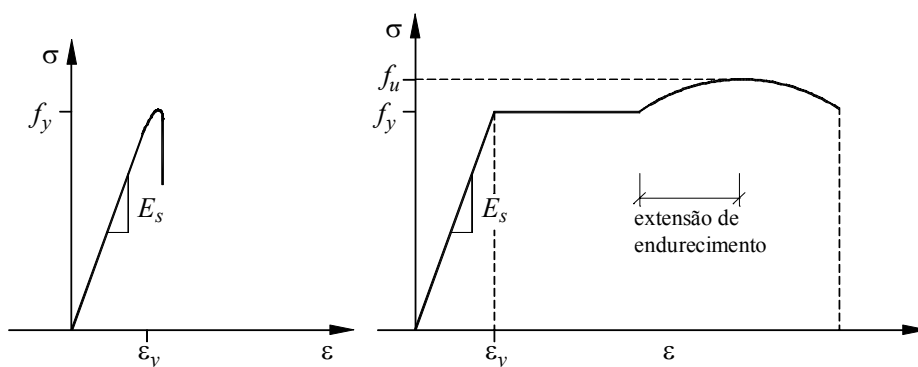


Figura 4.1 - Curvas características de tensão-extensão de aço duro (esquerda) e aço macio (direita).

Muitos ensaios mostraram que a curva monotónica tensão-extensão do aço pode ser descrita através de três troços bem definidos. Em geral, este é o caso de quase todos tipos de aço usados nos elementos de betão armado. Diferentes modelos são propostos para a resposta monotónica de tensão-extensão do aço:

4.2.1.1 Modelo Multilinear

Muitos investigadores têm usado, de forma extensiva, um modelo multilinear em que várias linhas rectas aproximam a curva tensão-extensão. A inclinação do primeiro segmento é igual ao módulo de elasticidade do aço, e as inclinações dos troços seguintes são definidas como sendo uma percentagem da inclinação inicial ou zero, dependendo da curva tensão-extensão observada para a qual a aproximação é aplicada. Em muitos casos, duas linhas aproximam a curva, o primeiro segmento indicando o módulo de elasticidade do aço como inclinação, enquanto o segundo pode ter uma pequena inclinação ou inclinação nula. A Figura 4.2 ilustra dois casos de modelo bilinear (A), em que o patamar pode apresentar inclinação, e multilinear (B) do comportamento tensão-extensão do aço. Na maioria dos casos de engenharia, o primeiro modelo tem sido muito usado e com resultados suficientemente precisos para os fins práticos. Assim, para simular o comportamento da resposta monotónica do aço, foi utilizado o modelo bilinear.

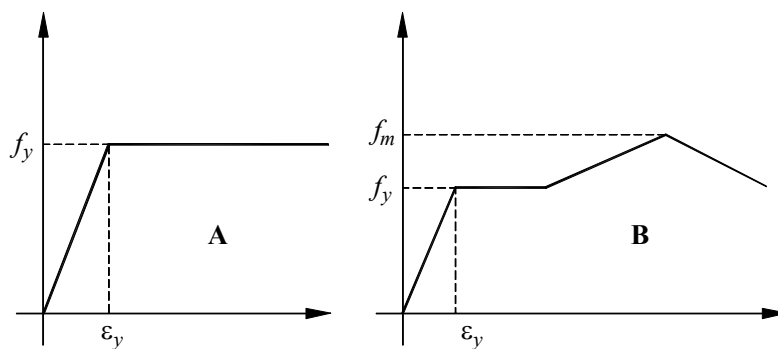


Figura 4.2 - Curvas características multilinear da relação tensão-extensão usados para modelar o comportamento material do aço.

4.2.2 Betão

Em qualquer elemento estrutural o betão apresenta comportamentos diferenciados conforme a posição que ocupa nesse elemento. Assim, o betão de recobrimento, que está fora da zona confinada pelos estribos e pela armadura longitudinal e o betão confinado que se encontra dentro dessa zona. Existem vários modelos propostos para simular o comportamento do betão. O modelo usado nas previsões numéricas tem uma grande

importância na preparação dos ensaios experimentais e na interpretação dos resultados destes ensaios. Cada modelo pode parecer confinado já que se encontra dentro dessa zona, parece ser eficiente para uma determinada situação, enquanto noutras não.

Dos vários modelos propostos para modelar o comportamento do betão confinado (Richardt et al., 1928 (citando Xiao e Esmaily-Gh, 2002); Fafitis e Shah, 1985; Sheikh e Uzumeri et al., 1982; Sakino et al., 1993; Saatcioglu e Razvi, 1992; Cusson e Paultre, 1993; Li e Park, 2001; e Mander et al., 1988) importa descrever apenas o modelo que será aplicado nos provetes deste estudo.

4.2.2.1 Modelo de Mander et al.

Mander, Priestley e Park (1988) e outros investigadores desenvolveram um modelo geral para o betão confinado para vários tipos de armadura transversal (Mander et al., 1988). O modelo de Mander et al. foi largamente usado na análise de pilares circulares e rectangulares (Xiao, Priestley e Seible, 1994; 1996). A carga aplicada pode ser estática ou dinâmica, monotonicamente ou por ciclos de carga. Com este modelo, é possível modelar armadura transversal de diferentes tipos: circular ou espiral e cintas rectangulares com ou sem ganchos. A seguir abordar-se-á apenas a relação tensão-extensão para pilares rectangulares confinados com estribos rectangulares considerando carga monotonicamente aplicada. A principal equação para descrever a relação monotónica de tensão-extensão para o betão confinado é:

$$f_c = \frac{f_{cc}' \eta r}{r - 1 + \eta^r} \quad (4.1)$$

onde:

$$f_{cc}' = f_{co}' \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f_l'}{f_{co}'}} - \frac{2 f_l'}{f_{co}'} - 1.254 \right) \quad (4.2)$$

$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (4.3)$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \quad (4.4)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{\text{sec}}} \quad (4.5)$$

$$E_c = 5000 \sqrt{f'_{co}} \text{ (MPa)} \quad (4.6)$$

$$E_{\text{sec}} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (4.7)$$

Com $f'_l = 0$, as equações (4.1) a (4.7) produzem uma equação apropriada para o betão não confinado.

Para secções rectangulares, com diferentes percentagens volumétricas de armadura transversal ρ_x e ρ_y nas direcções principais, são desenvolvidas diferentes tensões de confinamento, de acordo com as relações:

$$f'_{lx} = K_e \rho_{sx} f_{sh} \quad (4.8)$$

$$f'_{ly} = K_e \rho_{sy} f_{sh} \quad (4.9)$$

Nas equações (4.1) - (4.9):

ε_c - extensão do betão

ε_{cc} - extensão de pico do betão

f'_{cc} - tensão de pico do betão confinado

f'_{co} - resistência do betão

f_{yh} - tensão de cedência da armadura transversal

K_e - coeficiente da eficácia do confinamento, relacionando a área mínima do núcleo efectivamente confinado com a área nominal do núcleo em volta dos estribos.

Para secções rectangulares, $K_e = 0.75$ (Priestley et al., 1996).

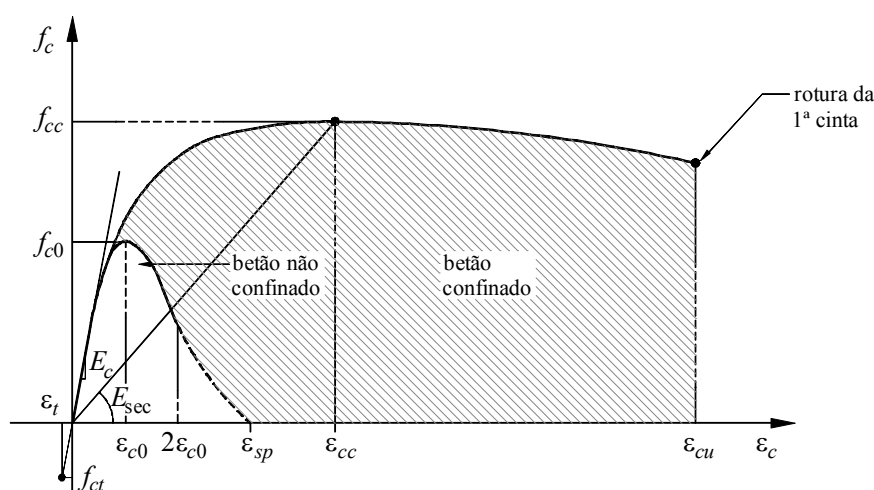


Figura 4.3 - Modelo da curva tensão-extensão do betão confinado e não confinado proposto por Mander et al. (1988).

O comportamento histerético da armadura (aço) e do betão, em especial do betão confinado do núcleo, tem um efeito importante na resposta cíclica de um elemento de betão armado. A modelação do comportamento cíclico destes materiais é decisiva na obtenção de uma resposta adequada de um elemento de betão armado.

Existem vários modelos para simular o comportamento cíclico do aço e do betão, desde os mais simples aos mais complexos e, como tal, aproximando-se mais do comportamento realista.

Para o aço, além do modelo de Giuffrè-Menegetto-Pinto utilizado no presente estudo, interessa referir o modelo bilinear histerético simples, o modelo trilinear de Shibata e o modelo de Ramberg-Osgood. Para o betão, será apresentada uma breve descrição do modelo de Mander et al. (1988) para carregamento cíclico.

4.3.1 Aço

4.3.1.1 Modelo de Giuffrè-Menegotto-Pinto

As acções cíclicas e alternadas alteram as características de resistência e rigidez de um varão de aço devido às inversões de sentido do carregamento. Para traduzir este comportamento do aço, utilizou-se o modelo de Giuffrè-Menegotto-Pinto, originalmente elaborado por Giuffrè-Pinto (1970) e posteriormente aplicado por Menegetto-Pinto, 1973. Este modelo, ilustrado na Figura 4.4, representa o comportamento cíclico do aço através de troços curvos que se desenvolvem assintoticamente a duas rectas paralelas com inclinação E_s , definidas com base no troço elástico do diagrama monotónico, e a outras duas rectas paralelas com inclinação E_{s1} , correspondente à rigidez do troço de endurecimento. Assim, as leis de carga e descarga encontram-se contidas numa envolvente correspondente à curva bilinear para o carregamento monotónico definido no ponto 4.2.1.

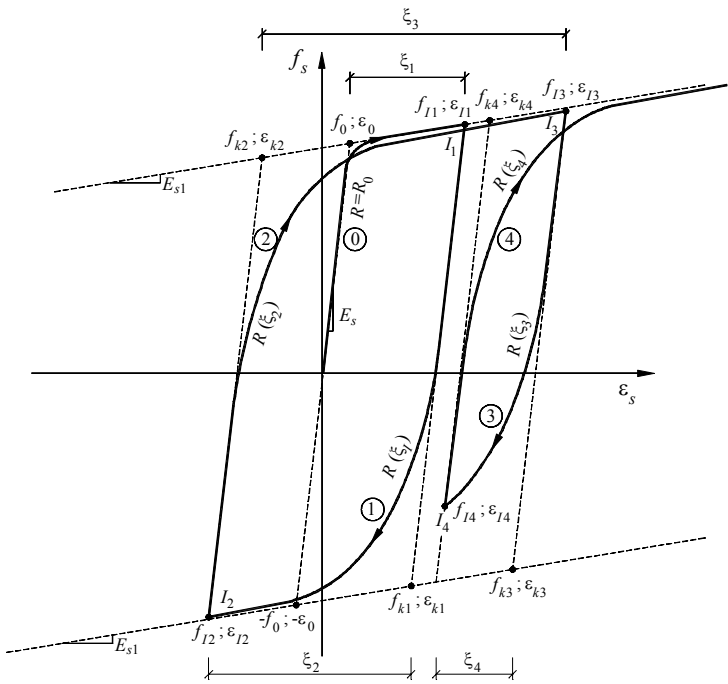


Figura 4.4 - Diagrama tensões-extensões do aço para carregamento cíclico.

O efeito de Bauschinger ocorre após a armadura traccionada ter atingido o troço de endurecimento e imediatamente depois de se dar uma alternância de carga, verificando-se um comportamento não linear da armadura para valores de tensão bastante inferiores ao valor inicial de cedência. Na Figura 4.5 pode-se identificar este efeito.

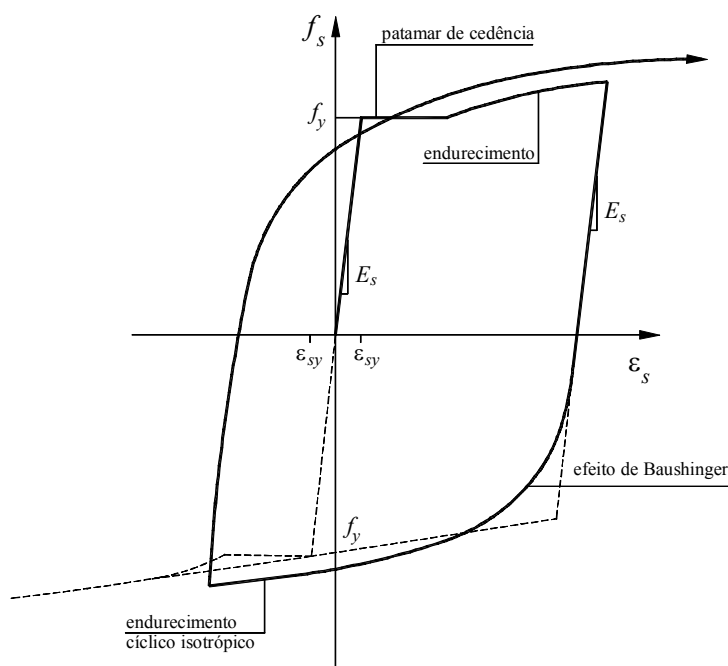


Figura 4.5 - Efeito de Bauschinger na resposta hysterética do aço.

Este efeito é caracterizado pelo parâmetro R , que representa o desenvolvimento da curva de transição entre o troço elástico e o troço de endurecimento após o primeiro ciclo, sendo definido pela equação (4.10)

$$R = R_o - \frac{a_1 \xi}{a_2 + \xi} \quad (4.10)$$

O parâmetro ξ representa o valor absoluto da deformação plástica da incursão anterior, sendo R_o correspondente ao valor do parâmetro R durante o primeiro carregamento. Os parâmetros a_1 , a_2 e R_o traduzem propriedades características dos materiais e deverão ser calibradas experimentalmente. No entanto, Menegotto e Pinto (1973) sugerem os seguintes valores: $R_o = 20.0$, $a_1 = 18.5$ e $a_2 = 0.15$.

Citando Chastre Rodrigues (2005), o modelo de Giuffrè-Menegotto-Pinto tem sido objecto de vários melhoramentos por parte de outros autores, para além dos já citados, como os propostos por Gomes (1992), tendo por objecto a simulação da encurvadura dos varões em compressão, e os propostos por Monti e Nuti (1992), visando a simulação cíclico isotrópico e a consideração da encurvadura dos varões.

Por outro lado, a título ilustrativo, apresentam-se dois modelos simples, o modelo bilinear e modelo trilinear de Shibata, que captam de forma bastante satisfatória o comportamento hysterético do aço. A Figura 4.6 ilustra um modelo hysterético simples do aço. A envolvente deste modelo é uma relação bilinear de tensão-extensão tal como descrito no modelo monotónico (Figura 4.2). Usando esse tipo de modelo na análise cíclica fornece resultados que não são tão precisos quanto aos obtidos por modelos mais realistas. Neste modelo simples, não são consideradas as degradações de rigidez e de resistência e o efeito da extensão de endurecimento é ignorado tal como na curva bilinear monotónica de tensão-extensão.

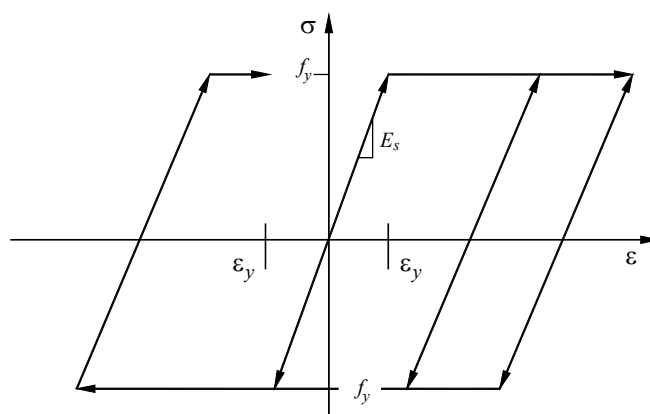


Figura 4.6 - Modelo hysterético bilinear simples do aço.

A Figura 4.7 mostra o modelo hysterético trilinear de Shibata (1982) para o aço, onde se assume a igualdade da resistência de cedência em tracção e compressão. O modelo é flexível em termos de segundo e terceiro nível de rigidez e pode ser ajustado para se aproximar à resposta desejada.

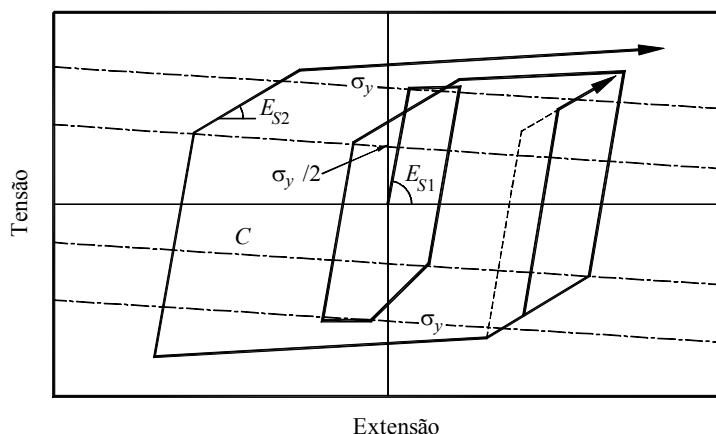


Figura 4.7 - Curva histerética trilinear de Shibata para o aço (1982).

4.3.2 Betão

4.3.2.1 Modelo de Mander et al.

Na sequência do modelo monotónico apresentado por Mander, Priestley e Park (1988), estes autores apresentaram também o modelo histerético do betão (Figura 4.8) com um procedimento relativamente complexo para definir a curva histerética.

O procedimento adoptado por Mander et al. para simular o comportamento histerético de betão armado é idêntico à aproximação usada por Takiguchi et al. (1976) mas modificado para servir tanto para o betão confinado como para o betão não confinado.

Os ramos de descarga do modelo podem ocorrer, quer em compressão, quer em tracção. Na Figura 4.8A pode-se ver o andamento do ramo de descarga em compressão. Nesta figura, ε_{un} e f_{un} são a extensão e a tensão de descarga, respectivamente; ε_{pl} é a extensão plástica. Para se estabelecer a curva de inversão a partir da curva de compressão dada pela equação (4.1) é necessário determinar uma extensão plástica (ε_{pl}) com base nas coordenadas do ponto de inversão (ε_{un}, f_{un}). A extensão plástica (ε_{pl}), tal como se pode ver na Figura 4.8A, depende da extensão ε_a , que corresponde ao ponto de intersecção

entre o módulo de elasticidade tangente inicial e o módulo secante correspondente ao ramo de descarga. Assim, a extensão ε_a é dada pela seguinte expressão:

$$\varepsilon_a = a \sqrt{\varepsilon_{un} \varepsilon_{cc}} \quad (4.11)$$

com

$$a = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{cc} + \varepsilon_{un}} \\ \frac{0.09 \varepsilon_{un}}{\varepsilon_{cc}} \end{array} \right. \quad (4.12)$$

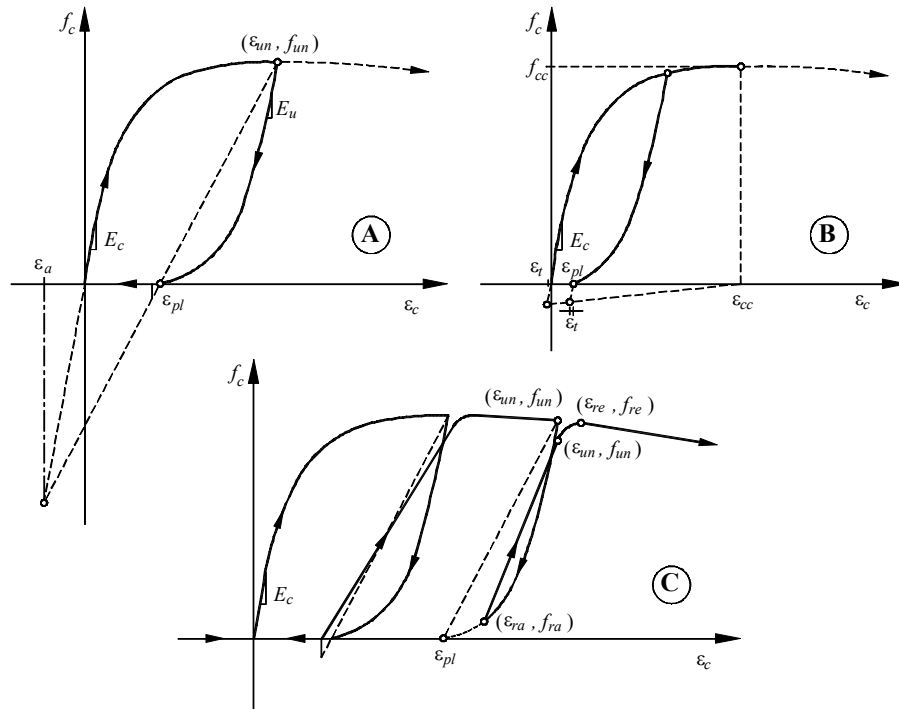


Figura 4.8 - Diagramas tensão-extensão do modelo de Mander et al.: A- Ramo descendente, determinação de ε_{pl} a partir de ε_a ; B- Deterioração da tensão de tracção devido ao carregamento em compressão; C- Andamento dos ramos de carga após descarga.

A extensão plástica encontra-se no módulo secante de descarga entre ε_a e ε_{un} e é dada por:

$$\varepsilon_{pl} = \varepsilon_{un} - \frac{(\varepsilon_{un} + \varepsilon_a) f_{un}}{f_{un} + E_c \varepsilon_a} \quad (4.13)$$

Deste modo, o ramo de descarga é definido por uma modificação da expressão (4.1),

$$f_c = f_{un} - \frac{f'_{cc} \eta r}{r-1+\eta^r} \quad (4.14)$$

em que:

$$r = \frac{E_u}{E_u - E_{sec}} \quad (4.15)$$

$$E_{sec} = \frac{f_{un}}{\varepsilon_{un} - \varepsilon_{pl}} \quad (4.16)$$

$$x = \frac{\varepsilon_c - \varepsilon_{un}}{\varepsilon_{pl} - \varepsilon_{un}} \quad (4.17)$$

O módulo de elasticidade inicial E_u do ramo de descarga é dado por:

$$E_u = b \cdot c \cdot E_c \quad (4.18)$$

em que:

$$b = \frac{f_{un}}{f_{co}} \geq 1.0 \quad (4.19)$$

$$c = \left(\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{un}} \right)^{0.5} \leq 1.0 \quad (4.20)$$

No caso da inversão ocorrer num ramo de descarga antes de ser atingida a curva envolvente, considera-se que a extensão plástica existente se mantém.

No ramo de descarga em tracção a tensão de tracção é definida por:

$$f_t = f_{ct} \left(1 - \frac{\varepsilon_{pl}}{\varepsilon_{cc}} \right) \quad (4.21)$$

Se $\varepsilon_{pl} < \varepsilon_{cc}$, a relação tensão-extensão torna-se:

$$f_t = E_t (\varepsilon_c - \varepsilon_{pl}) \quad (4.22)$$

em que:

$$\varepsilon_t = \frac{f_t}{E_t} \quad (4.23)$$

$$\varepsilon_t = \frac{f_{ct}}{E_c} \quad (4.24)$$

Quando f_{ct} é excedida, ou seja, quando $\varepsilon_c > (\varepsilon_t - \varepsilon_{pl})$, as fendas abrem, pelo que se considera $f_{ct} = 0$ para todos os carregamentos subsequentes.

Na Figura 4.8C ilustra-se o andamento dos ramos de carga após descarga, em que as coordenadas do ponto $(\varepsilon_{ro}, f_{ro})$ pertencem a curva de descarga em compressão ou em tracção, em que $\varepsilon_{ro} = (\varepsilon_{pl} - \varepsilon_t)$ e $f_{ro} = 0$. Os autores assumiram uma relação tensão-extensão linear entre ε_{ro} e ε_{un} , tendo em conta a degradação cíclica. O novo ponto de tensão é definido por:

$$f_{new} = 0.92 f_{un} + 0.08 f_{ro} \quad (4.25)$$

A partir deste ponto é utilizada uma transição parabólica:

$$f_c = f_{ro} + E_r (\varepsilon_c - \varepsilon_{ro}) \quad (4.26)$$

Até ao ponto de intersecção $(\varepsilon_{re}, f_{re})$ com a curva monotónica dada pela equação (4.1). A extensão ε_{re} é dada pela equação seguinte:

$$\varepsilon_{re} = \varepsilon_{un} + \frac{f_{un} - f_{new}}{E_r \left(2 + \frac{f_{cc}}{f_{co}} \right)} \quad (4.27)$$

com E_r dado por:

$$E_r = \frac{f_{ro} - f_{new}}{\varepsilon_{ro} - \varepsilon_{un}} \quad (4.28)$$

A curva de transição parabólica fica, assim, descrita por:

$$f_c = f_{re} + E_r x + A x^2 \quad (4.29)$$

com

$$x = (\varepsilon_c - \varepsilon_{re}) \quad (4.30)$$

e

$$A = \frac{E_r - E_{re}}{-4[(f_{new} - f_{re}) - E_r(\varepsilon_{un} - \varepsilon_{re})]} \quad (4.31)$$

Em que E_r e f_{re} são o módulo tangente e a tensão do ponto comum à curva de transição parabólica e à curva envolvente determinadas a partir da equação (4.1), conhecendo-se o valor de ε_{re} .

4.4 PROGRAMA PNL

O programa PNL é um programa de análise não linear dinâmica desenvolvido na FEUP. Este programa é particularmente vocacionado à análise dinâmica de estruturas planas de betão armado. O programa permite reproduzir com boa aproximação o comportamento não linear associado à flexão de elementos de betão armado sob acções cíclicas. Salienta-se ainda a possibilidade de realizar análises estáticas (forças aplicadas ou deslocamentos impostos em regime repetido e alternado) e/ou dinâmicas no mesmo modelo.

Tanto para a análise estática como dinâmica, o procedimento adoptado para o tratamento da não linearidade material baseia-se numa análise incremental das equações estruturais, trabalhando assim em cada instante com a rigidez efectiva instalada nas diversas secções. A formulação incremental utilizada está associada à subdivisão em pequenos incrementos da solicitação exterior e à linearidade das relações constitutivas do comportamento estrutural em cada incremento. É corrente a introdução de processos iterativos em análises não lineares para garantir o equilíbrio.

O modelo prevê que quando seja detectada a mudança de rigidez de alguma secção, o programa corrige a rigidez e recalcula as deformações nesse mesmo incremento. O algoritmo utilizado prevê que avance para o incremento de carga seguinte se não houver qualquer alteração de rigidez para todas as secções da estrutura.

No caso de análises estáticas para cada incremento de solicitação (forças ou deslocamentos impostos) surge como resposta um vector deslocamento referente a esse incremento. A determinação da resposta passa pelo estabelecimento do equilíbrio em cada incremento expresso da seguinte forma:

$$[K]\{\Delta u\}=\{\Delta F\} \quad (4.32)$$

em que:

$[K]$ - matriz de rigidez global;

$\{\Delta u\}$ - vector de deslocamento incremental;

$\{\Delta F\}$ - vector solicitação incremental.

A matriz de rigidez é actualizada para cada incremento ao longo do carregamento.

Para análises dinâmicas, as equações que traduzem o equilíbrio dinâmico são formalmente semelhantes à equação (4.32), integrando agora as parcelas de forças de inércia e amortecimento expressas a partir das acelerações e velocidades. Este procedimento assume que no instante para o qual se impõe o equilíbrio, a matriz de rigidez efectiva é calculada com a matriz de rigidez actual no instante t , pois como se sabe, a matriz de rigidez varia ao longo do processo não linear.

No programa PNL foi implementado o modelo histerético apresentado por Guimarães da Costa e Campos Costa, (Costa e Costa, 1987), sendo entretanto completado com algumas particularidades que se passam a referir. Este modelo de comportamento pode ser usado para representar o comportamento de uma secção, como um elemento estrutural ou ainda de uma associação de elementos de uma forma global (Costa, 1989).

Este modelo tem em conta as seguintes particularidades:

1. Degradação de rigidez com a deformação;
2. Degradação de rigidez após inversão do carregamento;
3. Degradação da resistência;
4. Consideração da influência do esforço transversal, da deterioração da resistência e do escorregamento das armaduras;
5. Definição de comportamento distinto em função do sinal de esforço instalado, isto é, comportamento diferente para valores de esforços negativos ou positivos.

4.4.1 Descrição do Modelo

Na Figura 4.9 apresentam-se os parâmetros que identificam a curva base trilinear para cada sentido do modelo analítico baseado no modelo de Takeda, destacando-se:

K_0 - rigidez inicial (troço 1)

K_1 - rigidez após fissuração (troço 2)

K_2 - rigidez após cedência (troço 3)

d_c - deslocamento generalizado correspondente à fissuração

d_y - deslocamento generalizado correspondente à cedência

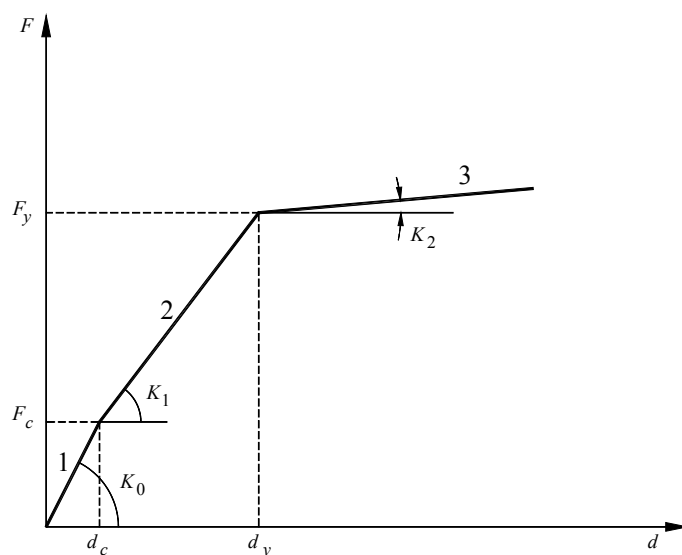


Figura 4.9 - Parâmetros de identificação da curva base trilinear para um sentido genérico.

Estes cinco parâmetros são definidos para os valores positivos e negativos da curva de comportamento. Salienta-se o facto da rigidez inicial da secção para ambos os sentidos de esforço interno ser igual, uma vez que deve ser calculada directamente a partir das características elásticas do material e da geometria da própria secção.

Sendo assim, decorre que para a definição da curva base seriam necessários dez parâmetros, mais considerando que $K_o^+ = K_o^-$, reduz-se a nove o número de parâmetros requeridos, tal como apresentado na Figura 4.10.

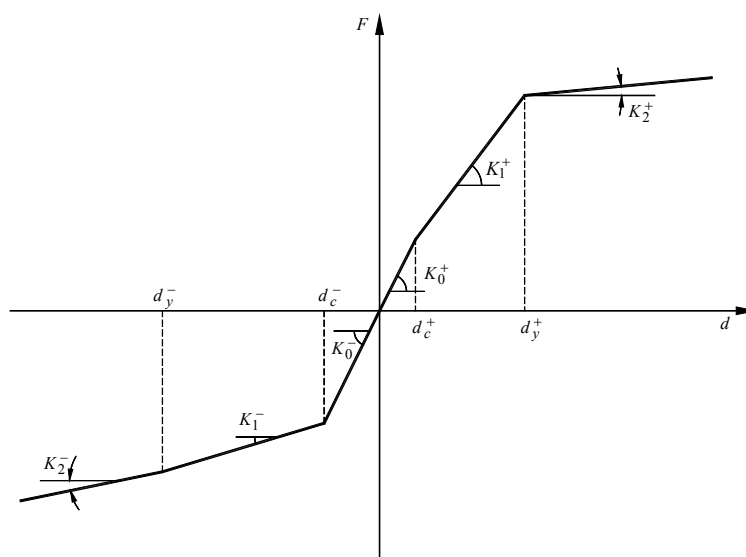


Figura 4.10 - Curva base trilinear para os dois sentidos.

A grande vantagem da caracterização dum comportamento distinto para ambos os sentidos de esforço traduz-se na possibilidade de aplicação a secções não simétricas ou a secções de betão armado simétricas não simetricamente armadas, que constituem situações que aparecem frequentemente nas estruturas porticadas de edifícios de betão armado.

Além destes nove parâmetros tornou-se necessário a definição de mais três parâmetros adimensionais, que caracterizam a degradação da rigidez (α), a degradação de resistência (γ) e o efeito de “pinching” e “slipping” (β), como serão definidos mais adiante.

De seguida são apresentadas as regras que servem de base ao modelo analítico que traduz o comportamento histerético. A exposição destas regras é feita com base na Figura 4.11 e em outras figuras auxiliares, para uma força generalizada independente do seu sinal.

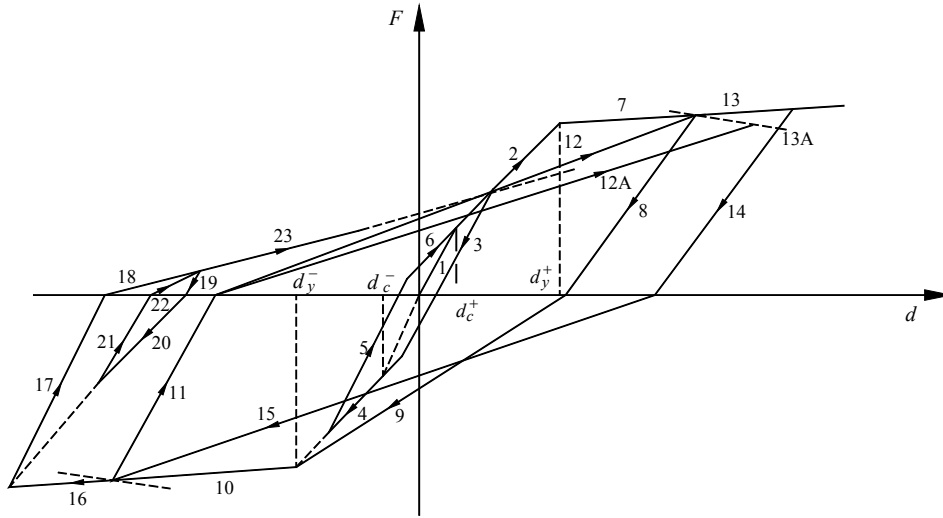


Figura 4.11 - Regras de histerese do modelo implementado.

Comportamento até a plastificação:

Enquanto o deslocamento generalizado máximo absoluto em cada passo não ultrapassar o valor d_y o modelo comporta-se como bilinear sem degradação da rigidez e resistência (troços 1 a 6 – Figura 4.11);

Descarga:

Quando o deslocamento generalizado máximo absoluto $d_{máx}$ ultrapassa d_y (troços 7 e 10 – Figura 4.11) e se procede a uma inversão do carregamento (descarga), como se ilustra na Figura 4.12, esta é feita considerando a degradação de rigidez na descarga dada pela expressão:

$$K_d = K_e \left| \frac{d_y}{d_{máx}} \right|^\alpha \quad (4.33)$$

Mantendo-se válida até se anular o valor da força generalizada (troços 8, 11, 14, 17, 19 e 21 – Figura 4.11). Esta rigidez de descarga é tanto menor quanto maior for o deslocamento máximo pós-elástico atingido.

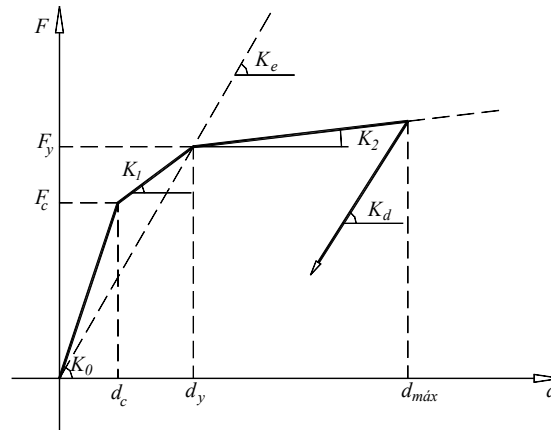


Figura 4.12 - Inversão do carregamento (descarga).

A equação (4.33) define a rigidez na descarga (K_d) em função do deslocamento correspondente à cedência (d_y), do máximo deslocamento absoluto ($d_{máx}$), da rigidez equivalente aos dois primeiros troços da curva base (K_e) e de um parâmetro α . O valor de K_e é definido como se ilustra na Figura 4.12:

$$K_e = \frac{K_0 d_c + K_1 (d_y - d_c)}{d_y} \quad (4.34)$$

O parâmetro α caracteriza a degradação de rigidez nas descargas e é também definido com valores diferentes para ambos sentidos de forças generalizadas.

Recarga:

A inversão do sinal da força generalizada (recarga) como se pode visualizar na Figura 4.13, corresponde a uma mudança de rigidez, sendo definida com base no valor máximo absoluto da força e deslocamento generalizados ($F_{máx}$ e $d_{máx}$, respectivamente) do ciclo anterior (troços 9, 12, 15, 20, 18, 22 e 23 – Figura 4.11);

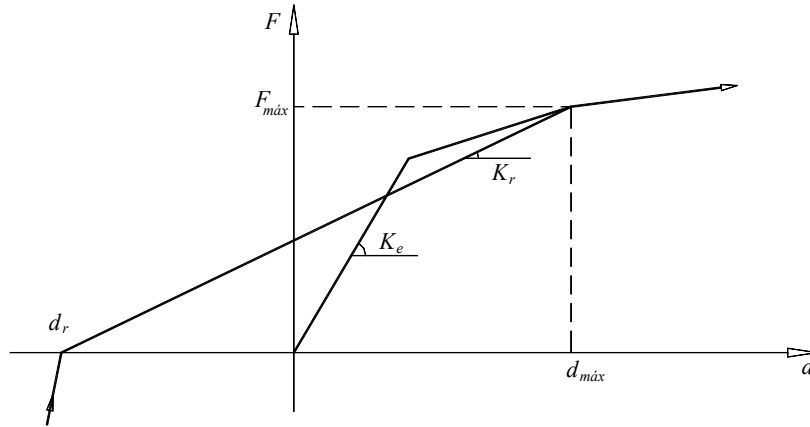


Figura 4.13 - Inversão do sinal na força generalizada (recarga).

A partir do ponto onde se inicia a recarga (d_r) que corresponde à passagem por zero da força generalizada, esta processa-se com a rigidez de recarga dada pela expressão (ver Figura 4.13):

$$K_r = \frac{F_{máx}}{d_{máx} - d_r} \quad (4.35)$$

No caso de num dos sentidos ainda não ter sido ultrapassado o ponto de plastificação os valores de $F_{máx}$ e $d_{máx}$ tomam-se como os correspondentes aos valores de plastificação (F_p e d_p) nesse sentido.

A rigidez de recarga (K_r) calculada a partir da equação (4.35) é significativamente inferior à rigidez elástica equivalente (K_e) e vai diminuindo à medida que as excursões não-lineares em qualquer dos sentidos vão aumentando.

Quando se considera a degradação de resistência (troço 12A, 13A e 15 – Figura 4.11) considera-se que o ramo de recarga (K_r) passará para o valor de $d_{máx}$ por uma força generalizada inferior à força $F_{máx}$ atingida anteriormente, como se ilustra na Figura 4.14, e na expressão (4.36):

$$F'_{máx} = (1 - PD)F_{máx} \quad (4.36)$$

em que:

$F'_{máx}$ - força generalizada máxima a atingir pelo ciclo presente;

$F_{máx}$ - força generalizada máxima absoluta do ciclo anterior;

PD - parâmetro de degradação de resistência (varia entre 0 e 1).

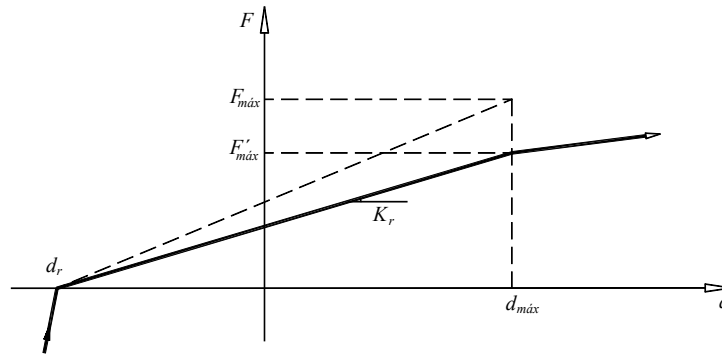


Figura 4.14 - Recarga com degradação de resistência.

A degradação de resistência é introduzida no programa a partir do parâmetro γ , assumindo um valor diferente de zero quando se pretende introduzir a degradação de resistência.

Os valores absolutos da força e do deslocamento máximo generalizado a atingir só serão actualizados caso sejam ultrapassados (troços 18 e 20 – Figura 4.11), tanto para o caso em que não se considera degradação de resistência como para o caso em que esta é tida em conta.

Efeitos de “pinching” e “slipping”:

O efeito de “pinching” e “slipping” foram introduzidos pela consideração de uma diminuição de rigidez na zona em que o esforço transversal é predominante relativamente ao momento flector, Eto et al. (1980), dada pela expressão (4.37). O valor dessa rigidez é válido até se intersectar a recta que une a origem das coordenadas ao ponto correspondente à amplitude máxima obtida no ciclo anterior.

A consideração do efeito de “pinching” (efeito de aperto) conduz à subdivisão do ramo de recarga em dois troços (troço 8-9 e 12-13 – Figura 4.15). Este efeito poderá ser tido em conta a partir do parâmetro β que afecta a rigidez K da seguinte forma:

$$K = F_{m\acute{a}x} \frac{(d_y - d_{m\acute{a}x})^\beta}{d_{m\acute{a}x} - d_r} \quad (4.37)$$

Sendo: d_r - valor do deslocamento generalizado correspondente à força generalizada nula do ciclo anterior e $F_{m\acute{a}x}$ e $d_{m\acute{a}x}$ os valores máximos obtidos no ciclo anterior.

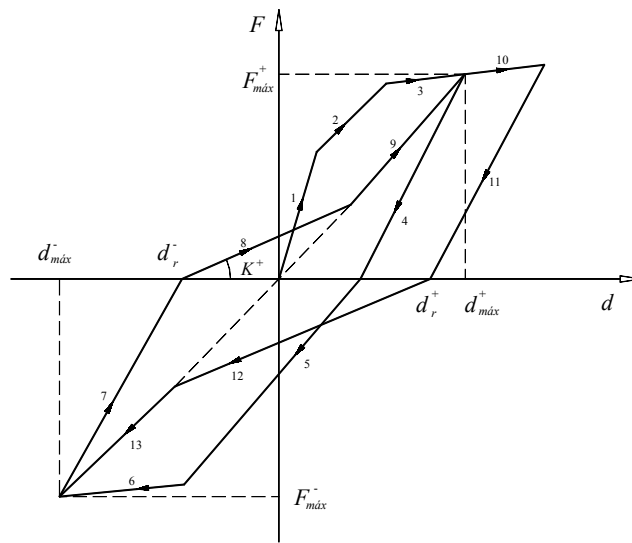


Figura 4.15 - Consideração do efeito de “pinching” no programa PNL.

O valor desta rigidez é válida até se intersectar a recta que une a origem das coordenadas aos pontos (F, d) , sendo a rigidez desse ponto dada pela inclinação da recta.

A caracterização da recarga com “pinching” conduziu à introdução de um novo factor $(d_y - d_{máx})^\beta$ no cálculo da rigidez de um dos ramos de recarga, sendo o outro ramo função deste. O parâmetro β depende da importância do esforço transversal sendo calculado em função da razão entre o comprimento L da peça e a altura útil d da secção transversal (Roufaiel e Meyer, 1987). Deste modo:

$$\begin{array}{lll}
 \beta = 0.5 & \text{se} & \frac{L}{d} < 1.5 \\
 \beta = 0.2 \frac{L}{d} - 0.3 & \text{se} & 1.5 \leq \frac{L}{d} < 4.0 \\
 \beta = 0.0 & \text{se} & \frac{L}{d} \geq 4.0
 \end{array} \quad (4.38)$$

Ciclos internos:

Quando se dá a inversão do carregamento, antes de se atingir os valores máximos absolutos, torna-se necessário guardar os valores máximos relativos obtidos nessa incursão. Assim, para ciclos mais internos, o ponto de resposta move-se em direcção a esses

máximos relativos, permitindo-se a reprodução de pequenos ciclos de carga e descarga (troço 19, 20, 21 e 22 – Figura 4.11).

Caso sejam ultrapassados os valores máximos relativos, o ponto de resposta move-se em direcção ao máximo absoluto (troço 23 – Figura 4.11).

Quantificação da degradação de rigidez e da degradação de resistência:

Quando se fala em degradação de rigidez torna-se indispensável distinguir duas zonas dos diagramas em que essa degradação é quantificada de maneira diferente. Assim, na primeira zona, a degradação de rigidez é dada pela expressão 4.16 (troços 7-8 e 10-11 – Figura 4.11). A segunda degradação de rigidez está relacionada com o que se verifica experimentalmente, em que, quando há inversão do sinal da força generalizada, a nova rigidez é dada pela recta que une o ponto correspondente ao valor da força nula e o ponto da força máxima atingida no ciclo anterior (troços 12, 15 e 18 – Figura 4.11). A consideração de degradação da resistência diminui ainda mais esta rigidez, já que, o ponto correspondente à força máxima obtida no ciclo anterior vem diminuído em função da degradação de resistência entretanto verificada (troço 12A – Figura 4.11). Esta degradação de resistência é quantificada através do parâmetro (γ) proposto por Wang e Shah (1987) e que se baseia no conceito de degradação acumulada. Assim, a degradação de um elemento estrutural ou uma ligação sujeita a forças cíclicas é assumida como dependendo do máximo deslocamento sofrido por esse elemento durante cada ciclo. Este parâmetro de força cíclica é denominada por (γ) e é definido como:

$$\gamma = c \sum_{i=1}^N \frac{d_i}{d_f} \quad (4.39)$$

em que: c - constante (menor que 1)

d_i - máximo deslocamento no ciclo i ;

d_f - deslocamento último do elemento sujeito a um carregamento monotónico definido da seguinte forma:

$$d_f = d_y \mu \quad (4.40)$$

sendo:

d_y - deslocamento generalizado correspondente à cedência

μ - ductilidade última generalizada

Por outro lado, Wang e Shah (1987) relacionaram o parâmetro de força γ com o parâmetro de degradação de resistência, PD , pela expressão:

$$PD = \frac{e^{n\gamma} - 1}{e^n - 1} \quad (4.41)$$

em que n é uma constante que depende de valores experimentais.

O programa PNL utiliza curvas de comportamento em flexão das diversas secções de betão armado obtidas através do programa BIAIX desenvolvido por Vaz (1993) baseado no modelo de fibras. De acordo com esse modelo os pilares são discretizados segundo o eixo longitudinal em secções e ao nível das secções em fatias (no caso de flexão uniaxial) ou filamentos (no caso de flexão biaxial) com o comportamento uniaxial segundo o seu eixo longitudinal (Figura 4.16.), sendo ignorados os efeitos do esforço transversal. Admite-se que as secções se mantêm planas após deformação, o que permite calcular o campo de extensões axiais na secção em função da extensão axial média ε_m e das curvaturas segundo os eixos principais ϕ_x e ϕ_y , através da expressão (4.42):

$$\varepsilon(x, y) = \varepsilon_m + \phi_x y - \phi_y x \quad (4.42)$$

e, uma vez obtidas as extensões para cada filamento as tensões respectivas podem ser calculadas a partir das relações tensões-extensões consideradas para os materiais.

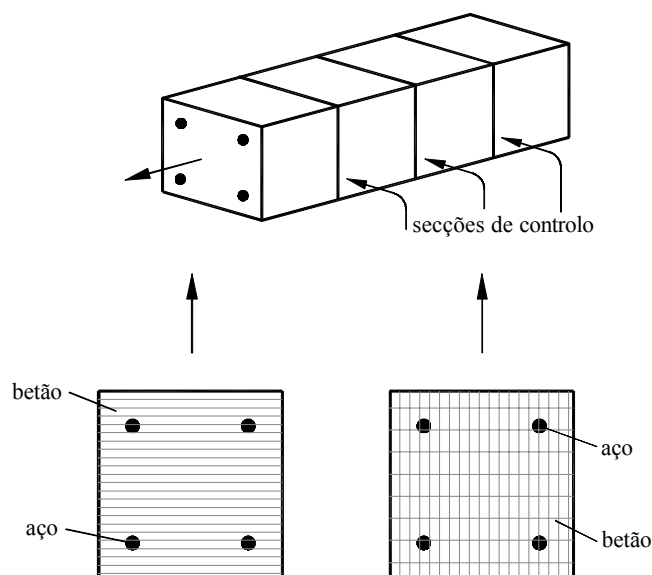


Figura 4.16 - Modelo de fibras. Discretização dos elementos e das secções no programa PNL.

A matriz de rigidez incremental da secção pode ser determinada, a partir das equações de equilíbrio. A matriz de rigidez do elemento é então determinada imediatamente, por integração de matrizes de rigidez das diversas secções ao longo do comprimento do elemento. Essa matriz é estabelecida admitindo uma distribuição uniforme de rigidez ao longo do comprimento desse elemento (Varum, 1995).

Com o modelo de fibras é possível definir a curva-base do comportamento em flexão.

No modelo hysterético que se implementou no programa PNL para a avaliação de elementos de betão armado sujeitos predominantemente a flexão admite-se que as deformações inelásticas estão concentradas junto das extremidades dos elementos numa determinada extensão ao longo da qual ocorrem os fenómenos de comportamento não-linear (zonas inelásticas), e na porção compreendida entre essas zonas, o elemento tem um comportamento elástico e linear.

Em estruturas de betão armado sujeitas a acções sísmicas intensas, em que se verifica predominantemente a flexão, é frequente a existência de deformações inelásticas concentradas nas extremidades dos elementos estruturais. Nestas zonas os esforços excedem os seus limites elásticos, originando a formação de rótulas plásticas, zona de comportamento não linear, dissipando energia e consequentemente comandando o comportamento da estrutura.

Assim, idealizaram-se elementos de barra planos constituídos pela associação em série de três subelementos. Nas zonas extremas do elemento de barra estão localizados dois subelementos com comportamento inelástico, enquanto na zona central é constituída por um subelemento com comportamento elástico e linear. Na zona central a rigidez mantém-se constante, sendo definida pela rigidez não fendilhada da sua secção, enquanto os subelementos com comportamento inelástico, junto às extremidades do elemento de barra, seguem leis do modelo hysterético global das respectivas secções.

Para estes elementos de barra planos, que integrarão a modelação estrutural, foram considerados apenas seis graus de liberdade nas suas extremidades, representados na Figura 4.17, existindo, em cada extremidade, uma rotação em torno do eixo perpendicular ao plano e dois deslocamentos, um na direcção do eixo da barra e outro na sua direcção perpendicular.

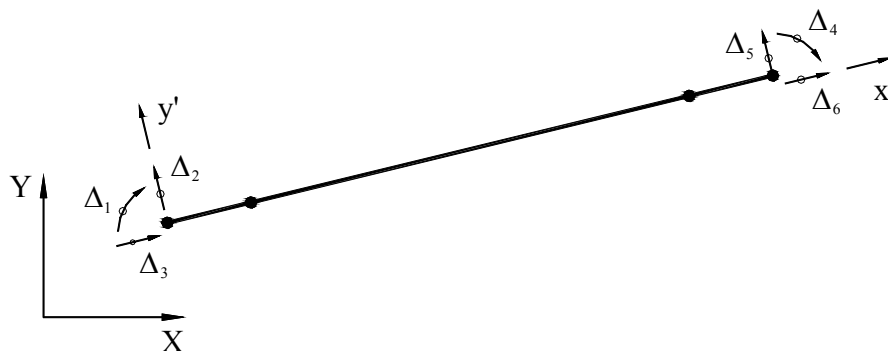


Figura 4.17 - Elemento de barra com seis graus de liberdade.

Refira-se que não é possível considerar-se os efeitos da variação do esforço axial já que o modelo se baseia numa curva global de comportamento ao nível da secção, obtido para um determinado esforço axial.

4.4.2 Matriz de Rigidez do Elemento de Barra

A determinação da matriz de rigidez deste elemento estrutural, constituído por três subelementos, será efectuada a partir da matriz de rigidez de cada um dos subelementos através de um processo de condensação estática, de acordo com a metodologia habitual em análise matricial de estruturas, em que retêm os seis graus de liberdade das suas extremidades.

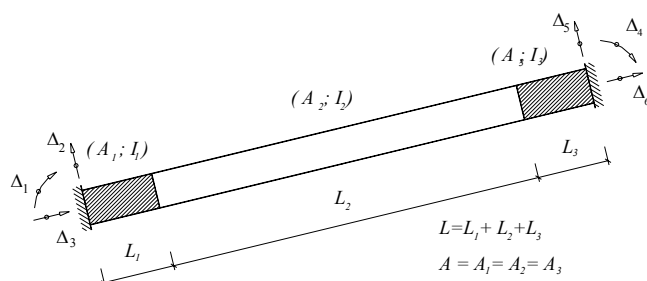


Figura 4.18 - Elemento de barra como associação de três subelementos.

Para o efeito, começou-se por constituir uma matriz de rigidez do elemento a partir da associação em série de três subelementos com diferentes valores de rigidez à flexão (EI), condensando, posteriormente, aos graus de liberdade das suas extremidades, tal como ilustrado na Figura 4.18.

4.4.3 Comprimento da Rótula Plástica

Na Figura 4.19 está representado o elemento de barra com comprimento L e o comprimento das zonas extremas, ou seja, o comprimento das rótulas plásticas, L_p , muito importante para a definição no comportamento plástico do elemento de barra, uma vez que, por razões de economia de cálculo, é nesses subelementos que se concentra o comportamento não linear, ao longo dos quais se consideram as curvaturas constantes e com um valor correspondente à média desse subelemento, calculado a partir do respectivo momento flector.

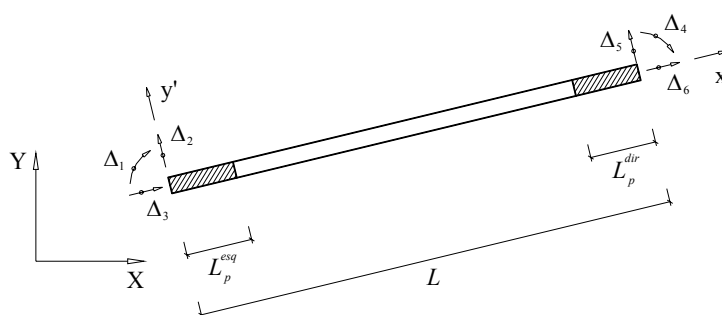


Figura 4.19 - Comprimento das rótulas plásticas.

O comprimento da rótula plástica a considerar é função, principalmente, da extensão da zona onde existe plastificação das armaduras longitudinais. No entanto, existem outros fenómenos, como o “yield penetration”, apresentado na Figura 4.20, que corresponde a uma rotação adicional, na secção do encastramento, provocada pela impossibilidade física de existir uma brusca variação da curvatura de zero para o seu valor máximo num comprimento infinitesimal, e o “alastramento” da rótula plástica, resultante da inclinação das fendas devido ao efeito do esforço transversal, que se reflecte numa translação da força de tracção das armaduras longitudinais, conduzindo portanto a uma maior extensão em altura do pilar do nível máximo de forças de tracção.

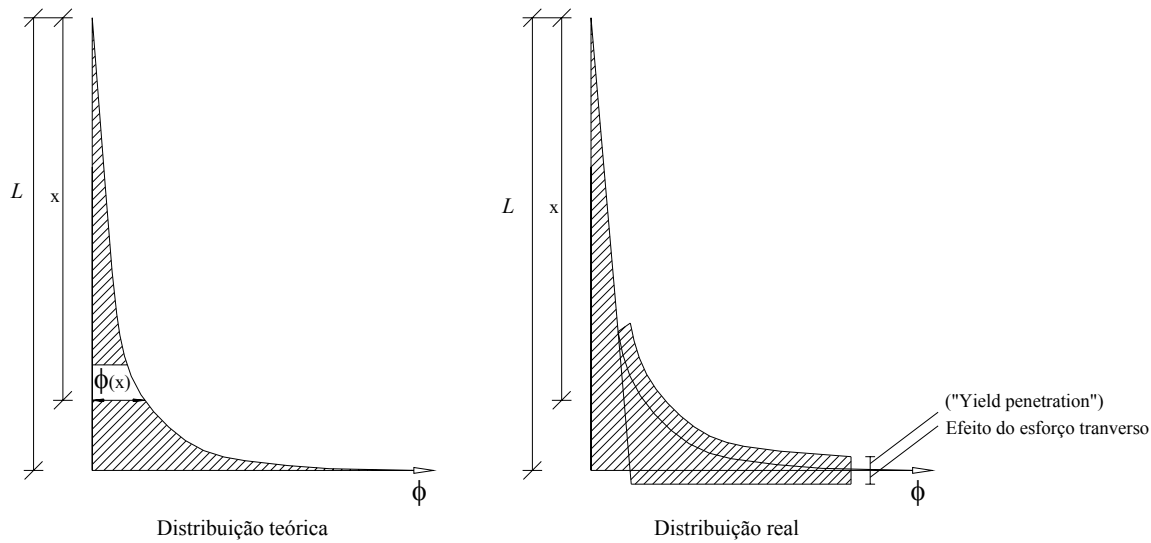


Figura 4.20 - Distribuição teórica e real das rotações para a rótula plástica no programa PNL.

Priestley e Park (1984), com base em ensaios realizados na Universidade de Canterbury, Nova Zelândia, consideram como estimativa razoável para o comprimento da rótula plástica metade da altura da secção

$$L_p = 0.5h \quad (4.43)$$

Mais tarde, Andreas J. Kappos (1991) propôs outra expressão, também baseada em ensaios realizados na Universidade de Canterbury, tal como referido por Delgado (2000).

$$L_p = 0.08L + 6d_b \quad (4.44)$$

sendo:

L - comprimento do elemento

d_b - diâmetro dos varões da armadura longitudinal

Entretanto, Paulay e Priestley (1992), propuseram uma variante a esta expressão

$$L_p = 0.08L + 0.022d_b f_{sy} \quad (4.45)$$

Por sua vez, Vaz (1992), através de calibrações numéricas em que as zonas críticas foram discretizadas num número significativo de elementos não lineares (5 a 10), concluiu que o comprimento da rótula plástica assume valores que estão compreendidos entre a metade da altura útil e a altura útil.

4.5 PROGRAMA SEISMOSTRUCT

SeismoStruct é um programa de análise estrutural não-linear baseado no modelo de fibras através de uma discretização com elementos finitos de barra. Este programa incorpora vários modelos constitutivos dos materiais, nomeadamente aço e betão, capazes de simular o comportamento de estruturas sujeito a carregamentos estáticos ou dinâmicos (SeismoStruct, 2003).

4.5.1 Introdução ao Programa

No programa SeismoStruct, são tidos em conta, os aspectos de não linearidade geométrica tanto local (efeito de viga-coluna) como global (grandes deslocamentos/efeitos das rotações). A modelação global é efectuada através do uso de uma formulação co-rotacional (Izzuddin, 2001), enquanto que os deslocamentos do elemento local e os resultados das forças internas são definidos com recurso ao deslocamento (movimento) local do sistema de corda. Neste sistema local são empregues elementos de seis graus de liberdade básica ($\theta_{2(A)}$, $\theta_{3(A)}$, $\theta_{2(B)}$, $\theta_{3(B)}$, Δ , θ_T), tal como ilustrado na Figura 4.21. A transformação exacta do elemento das forças internas ($M_{2(A)}$, $M_{3(A)}$, $M_{2(B)}$, $M_{3(B)}$, F , M_T) e a matriz de rigidez utilizadas pelo programa são obtidas no sistema local de corda e em sistema de coordenadas global para grandes deslocamentos/rotações (Izzuddin, 1991).

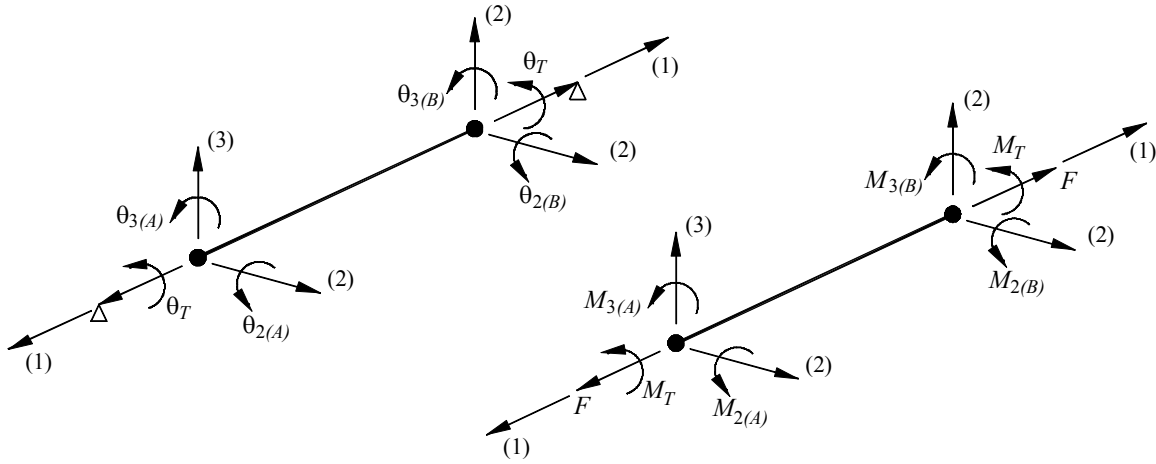


Figura 4.21 - Sistema local de referência de coordenadas (Seismostruct, 2003).

A interação entre a força axial e a deformação transversal do elemento (efeito viga-coluna), é implicitamente incorporado na formulação de elemento cúbico sugerido por Izziddin (1991), pelo qual os estados de deformação no elemento são completamente definidos pela extensão axial generalizada e a curvatura do elemento ao longo do eixo de referência (x). Para calcular o deslocamento transversal em função das rotações extremas do elemento é empregue uma função de forma do terceiro grau (equações (4.46) e (4.47)):

$$u_2(x) = \left(\frac{\theta_{A2} + \theta_{B2}}{L^2} \right) x^3 - \left(\frac{2\theta_{A2} + \theta_{B2}}{L} \right) x^2 + \theta_{A2} x \quad (4.46)$$

$$u_3(x) = \left(\frac{\theta_{A3} + \theta_{B3}}{L^2} \right) x^3 - \left(\frac{2\theta_{A3} + \theta_{B3}}{L} \right) x^2 + \theta_{A2} x \quad (4.47)$$

O resultado da componente elástica da matriz de rigidez do elemento, tal como definido no sistema de eixos local (Izzuddin, 2001) é:

$$K_e = \frac{1}{L} \begin{bmatrix} 4EI_2 & 0 & 2EI_2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 4EI_3 & 0 & 2EI_3 & 0 & 0 \\ 2EI_2 & 0 & 4EI_2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 2EI_3 & 0 & 4EI_3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & EA & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & GJ \end{bmatrix} \quad (4.48)$$

onde:

E – módulo de elasticidade

A – área da secção transversal

I_2, I_3 – momentos de inércia em relação ao eixos locais (2) e (3).

J – constante de torção;

G – módulo de distorção, obtido de $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$, onde ν é o coeficiente de Poisson.

Uma vez que a constante de extensão axial da função de forma ($\Delta(x) = \Delta$) é assumida na formulação cúbica adoptada, resulta que a sua aplicação seja apenas completamente válida para modelar respostas não lineares de elementos relativamente curtos (Izzuddin, 1991) e a partir daqui um número de elementos (3 a 4 por elemento estrutural) é necessário para uma boa modelação dos elementos estruturais de um pórtico.

Deve-se notar que as extensões de corte ao longo da secção transversal não são modeladas, deste modo o estado de deformação da secção é completamente representado pela curvatura e extensões da centróide apenas (Izzuddin, 1991). Também as extensões de empenamento e os seus efeitos (distorção da secção transversal) não são consideradas.

O estado de tensão-deformação do elemento não elástico da viga-coluna é obtido através da integração da resposta das fibras individuais não linear da tensão-extensão uniaxial em que a secção fora subdividida. A discretização de uma secção de betão armado é ilustrada na Figura 4.22. Define-se um número suficiente de fibras (para uma análise espacial é recomendado cerca de 200) e então a distribuição da não linearidade do material ao longo da área da secção é cuidadosamente modelada, mesmo em regimes altamente não elásticos.

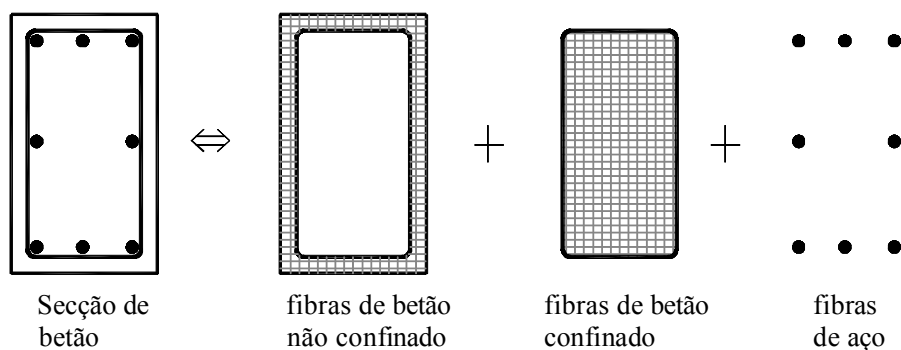


Figura 4.22 - Discretização de uma secção de betão armado em fibras (Seismostruct, 2003).

O desenvolvimento da não linearidade ao longo do comprimento do elemento surge como resultado da formulação cúbica não elástica sugerida por Izzuddin (1991), em que os elementos de viga-coluna dentro do programa SeismoStruct são baseados. Para a integração numérica que condiciona as equações de formulação cúbica são usados elementos de integração com dois pontos de Gauss, tal como ilustrado na Figura 4.23. Se for usado um número suficiente de elementos (5 a 6 por elemento estrutural), então os comprimentos das rótulas plásticas dos elementos estruturais sujeitos a elevados níveis de não elasticidade material podem ser cuidadosamente estimados. É evidente que se as rótulas plásticas são cuidadosamente modeladas, mais elementos deverão ser definidos onde se prevêem a formação de rótulas. A divisão de um membro em elementos mais curtos, tal como mencionado previamente, torna o uso de formulação cúbica para modelar a resposta não linear mais rigorosa.

Deve-se referir que a variação do esforço axial pode ser tida em conta neste programa, já que se baseia num modelo de fibras.

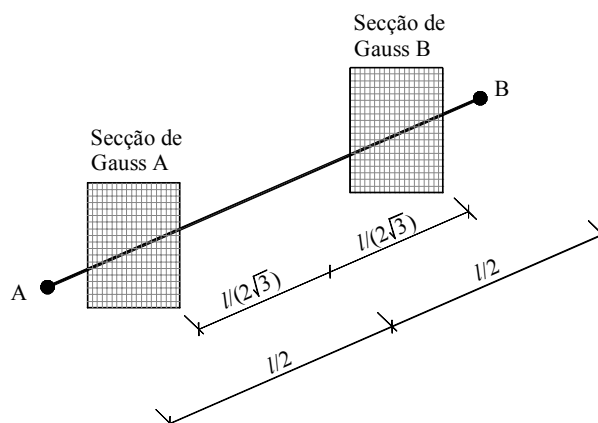


Figura 4.23 - Localização dos pontos de integração de Gauss num elemento (Seismostruct, 2003).

Existem sete modelos materiais de aço e betão disponíveis na biblioteca do programa, de modo a possibilitar ao utilizador definir o comportamento material adequado ao grau de precisão requerido. Note-se que para modelos mais complexos é necessária a introdução de mais parâmetros. Os modelos de aço incluem um modelo bilinear de tensão-extensão com extensão de endurecimento, o modelo de Menegotto – Pinto (1973) que utiliza o módulo de dano para representar mais precisamente a rigidez de descarga sob carregamentos reversíveis (Figura 4.24) e um modelo Monti – Nutti (1992) capaz de descrever o comportamento de encurvadura pós-elástico das armaduras.

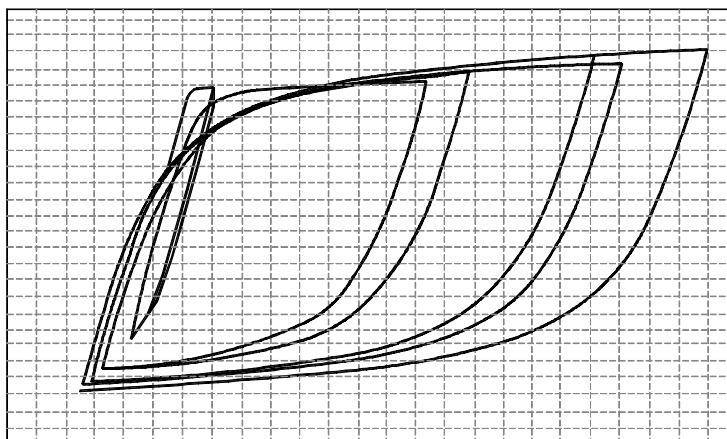


Figura 4.24 - Modelo de aço de Menegotto-Pinto (1973) usado no Seismostruct (2003).

O betão pode ser modelado muito simplesmente por um modelo trilinear simples sem resistência à tracção. Estão disponíveis outros modelos mais precisos para a resistência normal do betão considerando quer a constante de confinamento seguindo o modelo de Mander et al. (1988) (Figura 4.25) ou variáveis de confinamento tal como proposto por Madas e Elnashai (1992) que permite a modelação da constante de confinamento.

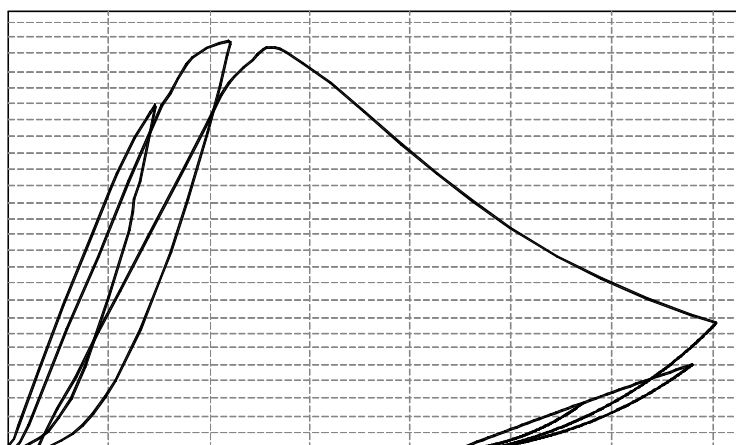


Figura 4.25 - Modelo de betão de Mander et al. (1988) usado no Seismostruct (2003).

4.5.2 Parâmetros de Modelação Adoptados

Para a modelação dos pilares foram utilizados os seguintes parâmetros:

- (i) Foi usado a constante de confinamento do modelo de Mander et al. (1988) (ilustrado na Figura 4.25). Requer-se a entrada da resistência à compressão do betão (f_c), resistência à tracção (f_t), a extensão para tensão de pico e um factor de confinamento. O factor de confinamento é definido como a razão entre a tensão do betão confinado e não confinado, e este é usado para escalar a relação tensão-extensão ao longo de toda a extensão. Este modelo material foi usado para o betão confinado e não confinado, com o factor de confinamento para o betão não confinado considerado como 1.0. Na ausência de informação acerca da resistência à tracção e à extensão de tensão de pico,

a resistência à tracção do betão pode ser calculada como $0.5\sqrt{f'_c}$ e a extensão tomada igual a 0.002.

Para o aço, foi utilizado o modelo de Menegotto-Pinto que é um modelo uniaxial (Figura 4.24) baseado numa simples, ainda eficiente, capaz de descrever a encurvadura pós-elástica da armadura em compressão, formulação inicialmente proposta por Menegotto e Pinto (1973) e mais tarde melhorado por Filippou et al. (1983), que introduziu novas regras de endurecimento isotrópico. Este modelo utiliza um módulo de dano para representar mais correctamente a rigidez de descarga e, foi também modificado e melhorado por Fragiadakis et al. (2004) para conseguir melhor estabilidade e precisão nas calibrações numéricas. A sua aplicação é especificamente vocacionada para modelar estruturas de betão armado, particularmente aquelas sujeitas a histórias de carregamento complexo, onde possam ocorrer cargas reversíveis significantes (por exemplo, pilares sujeitos a carregamento cíclico).

Oito parâmetros de calibração do modelo devem ser definido de forma a descrever completamente as características mecânicas do material:

- *Módulo de elasticidade E_s*

Traduz a rigidez elástica inicial do material.

- *Tensão de cedência f_y*

O valor característico da tensão de cedência do aço.

- *Parâmetro de endurecimento μ*

Esta é a relação entre o módulo de elasticidade pós-cedência (E_{sp}) e o módulo de elasticidade elástico inicial (E_s) do material. O módulo de elasticidade pós-cedência é definido como:

$$E_{sp} = \frac{f_{ult} - f_y}{\epsilon_{ult} - \frac{f_y}{E_s}} \quad (4.49)$$

onde

f_{ult} - Tensão última da capacidade material

ε_{ult} - Extensão última da capacidade material

O valor da extensão última varia de 0.005 a 0.015. O valor a considerar por defeito é 0.005.

- *Parâmetro de forma da curva de transição inicial R_o*

Este é o valor inicial do parâmetro R (primeiro ciclo de carregamento), que controla a forma de transição da curva entre a rigidez inicial e a pós-cedência necessário para representar correctamente o efeito de Baushinger e “pinching” das curvas histeréticas. O valor por defeito é 20.

- *Coefficientes de calibração da forma da curva de transição a_1 e a_2*

Estes são os dois parâmetros para calibrar as mudanças que devem ser aplicadas ao parâmetro R_o de forma a obter-se o parâmetro R_n da curva de transição actualizada. Enquanto a_1 é normalmente adoptado como invariável e de valor igual a 18.5, a_2 varia entre 0.05 e 0.15. Os valores por defeito dos coeficientes a_1 e a_2 são 18.5 e 0.15, respectivamente.

- *Coefficientes de calibração do endurecimento isotrópico a_3 e a_4*

Estes são os dois coeficientes usados para definir o grau para o qual o endurecimento isotrópico é introduzido nas características mecânicas do material na resposta cíclica de tensão-extensão. No caso de a_3 , uma variação entre 0.01 e 0.025 pode ser encontrado na prática, enquanto para o coeficiente a_4 , valores que oscilam entre 2 e 7 são normalmente observados. Note-se, entretanto, que nos ensaios experimentais a contribuição do endurecimento isotrópico é consideravelmente mais pequena que a componente cinemática, e que portanto, na simulação numérica se pode traduzir este efeito considerando-se um valor reduzido do parâmetro a_3 ou seja reduzindo nesta simulação o efeito do endurecimento isotrópico. Nos ensaios numéricos realizados no âmbito deste trabalho foram considerados $a_3 = 0.005$ e $a_4 = 2$.

- (ii) Para que a não linearidade seja cuidadosamente modelada nos pilares, foram usados 4 a 5 elementos, com elementos mais pequenos nas extremidades;

Este programa não modela deformações de corte no entanto, estas devem ser contabilizadas para previsões mais rigorosas

4.6 COMENTÁRIOS FINAIS

No presente capítulo procurou-se descrever os modelos analíticos usados para a obtenção da resposta não linear dos provetes ensaiados. Assim, para a resposta monotónica utilizou-se o modelo bilinear para o aço e o de Mander para o betão. Entretanto, para modelar o comportamento histerético, optou-se pelo modelo de Menegotto-Pinto para o aço e, o de Mander et al. para o betão.

Apresentou-se também o programa de análise não linear PNL que serviu para a avaliação do comportamento dos provetes ensaiados e, também para, avaliar o nível de forças envolvidas durante os ensaios, bem como os deslocamentos experimentados. Para a previsão da resposta cíclica foi utilizado o programa Seismostruct, que permite considerar os efeitos da variação do esforço axial. Foi apresentada uma breve descrição deste programa referenciando-se os modelos utilizados na simulação dos ensaios experimentais.

CAPÍTULO 5

ENSAIOS EXPERIMENTAIS

5.1 INTRODUÇÃO

O presente capítulo é dedicado ao programa experimental realizado no laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural – LESE da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para a avaliação do desempenho estrutural de pilares de betão armado reforçados com diferentes técnicas.

Foi concebido e executado um setup para ensaio cíclico de pilares sujeitos a esforços biaxiais (forças horizontais ortogonais) e com esforço axial. Para a aplicação da carga axial, foi projectado e executado um sistema de deslizamento de duas placas incluindo o sistema de medição do atrito do contacto entre as placas.

No presente estudo, são estudados dois modelos de pilares de betão armado de secção rectangular de $200 \times 400 \text{ mm}^2$, nomeadamente um com seis varões longitudinais (denominados PA1) e outro com oito varões (denominados PA2).

Nesta primeira fase do estudo serão ensaiados os provetes do modelo PA1 sujeitos apenas a aplicação de uma carga horizontal e uma carga vertical (axial); todos os provetes ensaiados foram instrumentados com LVDTs ao longo da altura, sendo as leituras efectuadas a partir de um sistema de aquisição e controlo especialmente concebido para o efeito. Nos provetes não reforçados foram colados extensómetros eléctricos para a medição das extensões durante o ensaio.

Depois do ensaio dos provetes, estes foram reparados e reforçados aplicando-se diferentes soluções de reforço, nomeadamente, encamisamento CFRP, cintas metálicas e cintas metálicas com cantoneiras nos cantos, realizando-se posteriormente os respectivos ensaios.

5.2 MODELOS

Para o presente estudo experimental do reforço de pilares de edifícios antigos, foram escolhidos dois tipos de pilares, com a mesma secção transversal e diferentes percentagem de armadura longitudinal.

A Figura 5.1 ilustra um pórtico de betão armado, de 4 andares e 3 vãos, projectado e construído em Ispra (Itália) para ensaios pseudo-dinâmicos pela comissão Europeia em colaboração com o projecto ECOEST II/ICONS³ (Carvalho et al., 1999), também abordado por Varum (2003).

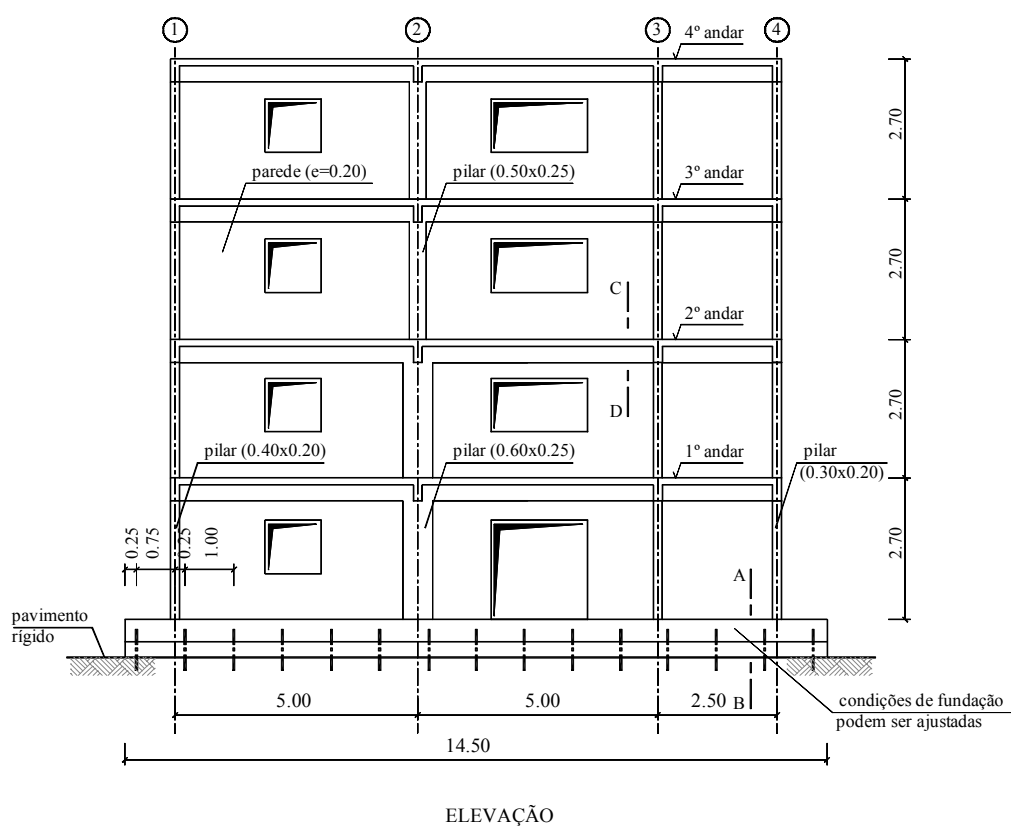


Figura 5.1 - Vista frontal do pórtico “ICONS” (Carvalho et al., 1999).

³ ECOEST – Consórcio Europeu de mesas Sísmicas

ICONS – Conceitos Inovativos para o dimensionamento Sísmico de estruturas novas e existentes.

O pórtico foi essencialmente projectado para cargas gravíticas e uma carga lateral nominal de 8% do seu peso. Os detalhes da armadura foram definidos de modo a atender ou espelhar a prática corrente dos países do sul da Europa nos anos 1950, em que os pilares não eram dúcteis, usando-se varões de aço maciço, e os princípios de dimensionamento pela capacidade resistente, “capacity design”, foram ignorados e a sobreposição de armaduras realizada em regiões críticas.

Para o programa de ensaios foram seleccionadas duas secções com as mesmas dimensões e diferentes percentagens de armadura longitudinal (alinhamento 3), tal como ilustrado na Figura 5.2.

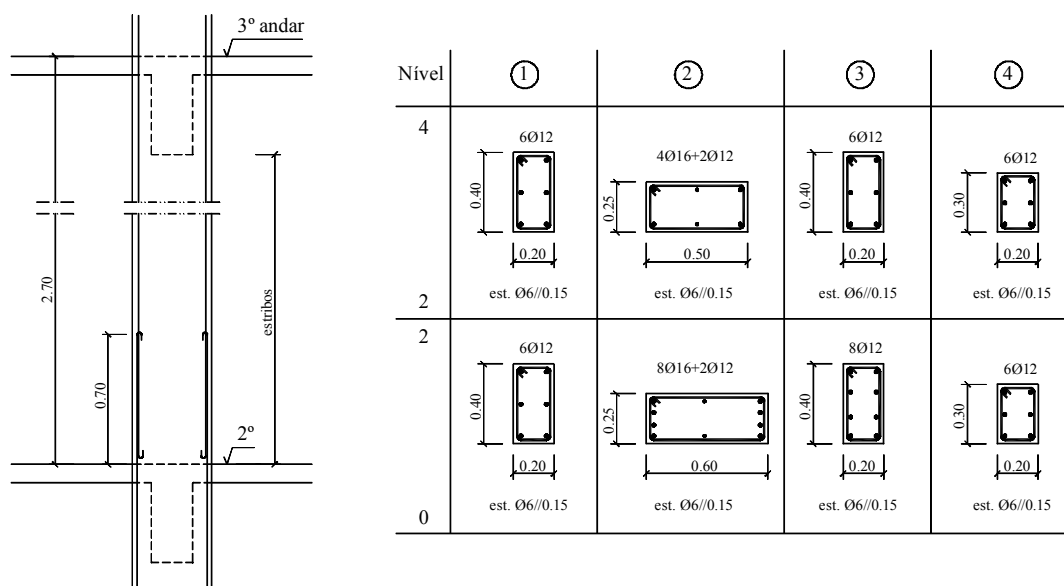


Figura 5.2 - Detalhes da armadura dos pilares do pórtico “ICONS” (Carvalho et al., 1999).

5.2.1 Descrição dos Modelos

Com base nos modelos já estudados de secções de pilares inseridos em pórticos de betão armado no âmbito do projecto europeu ICONS, descrito anteriormente, foram escolhidos dois modelos que serão considerados no presente trabalho experimental, designados por PA1 e PA2. Foram produzidos para a primeira fase do programa experimental seis

provetes de pilares de betão armado, sendo quatro provetes PA1 e dois do segundo modelo, PA2.

As armaduras do modelo PA1 são constituídas por seis varões longitudinais de 12 mm de diâmetro, e cintas de 6 mm de diâmetro afastadas de 150 mm. Para a sapata, utilizaram-se varões de 10 mm de diâmetro. Apresenta-se na Figura 5.3 a pormenorização das armaduras do modelo PA1 e da respectiva sapata.

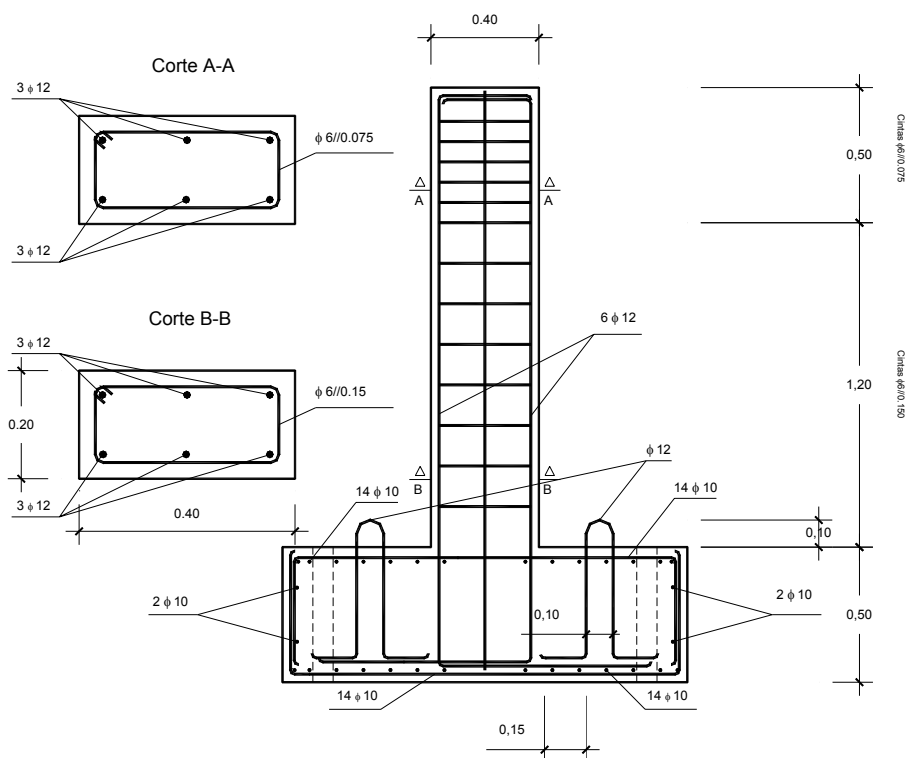


Figura 5.3 - Pormenores da armadura do modelo PA1 (dimensões em m).

Na Figura 5.4 apresenta-se o modelo PA2, que possui as mesmas dimensões e características do modelo PA1, diferindo apenas no número de varões de armadura longitudinal, apresentando oito varões de 12 mm de diâmetro.

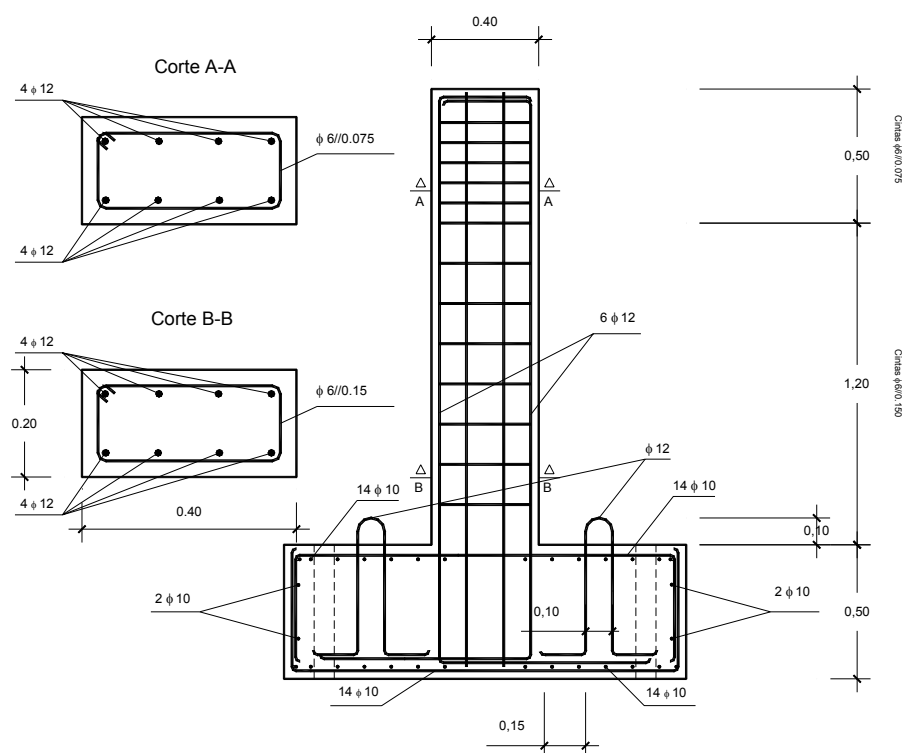


Figura 5.4 - Pormenores da armadura do modelo PA2 (dimensões em m).

Nomenclatura:

No presente trabalho foi adoptada uma designação com uma sequência de letras e números que permite a identificação directa do ensaio correspondente. Essa sequência foi definida tendo em consideração o facto de se ensaiarem vários provetes do mesmo modelo e ainda o mesmo provete foi ensaiado várias vezes após a execução de reforço. Nesta sequência identifica-se em primeiro lugar o modelo, PA1 ou PA2, seguindo-se a identificação do número do provete (N#) e por fim o número do ensaio correspondente E# conforme se trate de um ensaio do provete sem reforço ou R# se se tratar de um ensaio de um provete reforçado. De acordo com esta estratégia o ensaio com a designação PA1-N2-E1 refere-se a um ensaio do modelo PA1 realizado com o provete número 2 (N2) e corresponde ao ensaio número 1 do provete não reforçado (E1). O ensaio PA1-N2-R2 refere-se ao provete número 2 do modelo PA1 e corresponde ao ensaio do segundo reforço (R2) deste provete.

5.3 INSTRUMENTAÇÃO DAS ARMADURAS

5.3.1 Extensómetros

Os extensómetros eléctricos (*strain gages*) são dispositivos que convertem uma dada grandeza física não eléctrica em grandezas eléctricas, isto é, o material que compõe o transdutor sofre uma variação da resistência de modo proporcional com a deformação a que é sujeito, devido a pequenos deslocamentos ou deformações. O *strain gage*, como o próprio nome indica, é um sensor de deformação mecânica localizada. O sensor é colado no local de medida, e os terminais são ligados electricamente a um circuito tipo ponte de *wheatstone*. A saída do sinal eléctrico está associada à variação da resistência eléctrica do *strain gage*.

5.3.1.1 Características dos Extensómetros Eléctricos Usados

São apresentadas algumas características importantes necessárias para a sua aplicação, bem como as características dos extensómetros utilizados.

O princípio básico de funcionamento dos extensómetros eléctricos é gerido pela relação fundamental da extensometria:

$$\frac{\Delta R}{R} = k \cdot \varepsilon \quad (5.1)$$

A equação (5.1) representa a variação da resistência do extensómetro (ΔR) a partir de um determinado valor de referência (R). k é designado por factor de ganho do extensómetro e ε a extensão, usualmente expressa em microdeformação, representando-se por:

$$1 \mu\varepsilon = 1 \cdot 10^{-6} \text{ m/m} \quad (5.2)$$

Para valores correntes dos diversos parâmetros envolvidos, k toma valores próximos de 2.

A sensibilidade à temperatura é um dos factores que afecta a correcta medição com os extensómetros. As características principais dos extensómetros de colar são:

- I. Grande precisão;
- II. Possibilidade de realizar medições à distância;
- III. Excelente resposta estática e dinâmica;
- IV. Boa linearidade;
- V. Fácil aplicação.

Para a medição da deformação dos varões longitudinais dos provetes ensaiados na potencial zona de rótula plástica, foram colados extensómetros eléctricos de resistência uniaxiais da HBM do tipo LY6, que são completos com terminais integrados de soldadura e compensação de variação da temperatura no aço ($\alpha=10.8 \cdot 10^{-6} / ^\circ\text{C}$), cujas características geométricas, assim como, as características físicas estão apresentadas no Quadro 5.1 e na Figura 5.5, respectivamente.

Quadro 5.1 - Características principais dos extensómetros eléctricos utilizados nos ensaios.

Característica	Especificação
Resistência Eléctrica	$120 \, \Omega \pm 0.30\%$
Constante do Extensómetro (Gage Factor), k	$2.05 \pm 1\%$
Gama de temperaturas de funcionamento	$-10^\circ \text{ a } +45^\circ \text{ C}$
Comprimento da grelha	6 mm
Tipo	6/120LY61

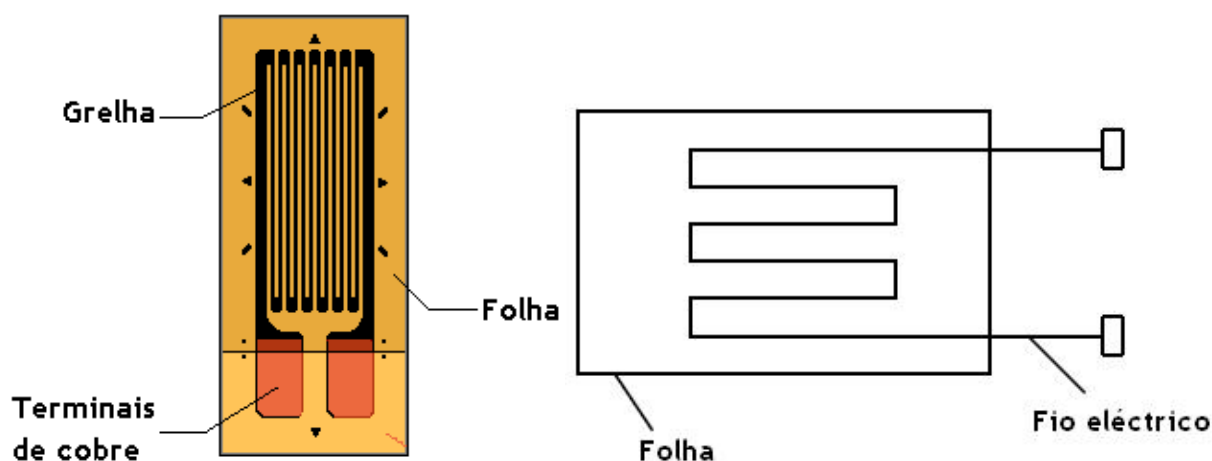


Figura 5.5 - Aspecto básico de um extensómetro eléctrico.

A Figura 5.6 representa a instrumentação realizada nas armaduras longitudinais dos modelos PA1, seguida de uma perspectiva visualizando-se melhor a localização dos extensómetros (Figura 5.7).

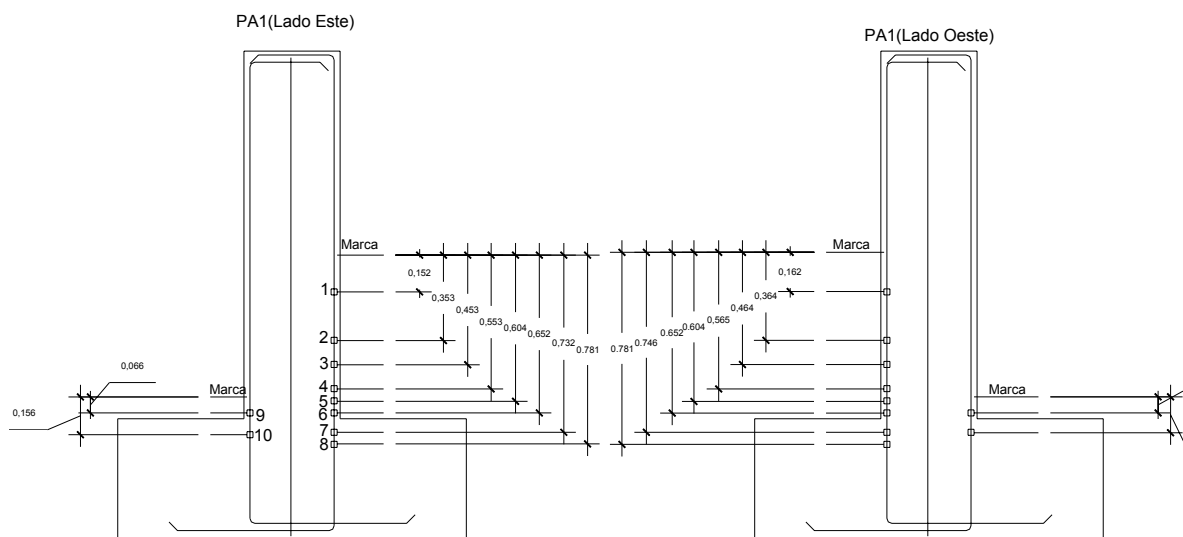


Figura 5.6 - Instrumentação da armadura longitudinal dos modelos PA1.

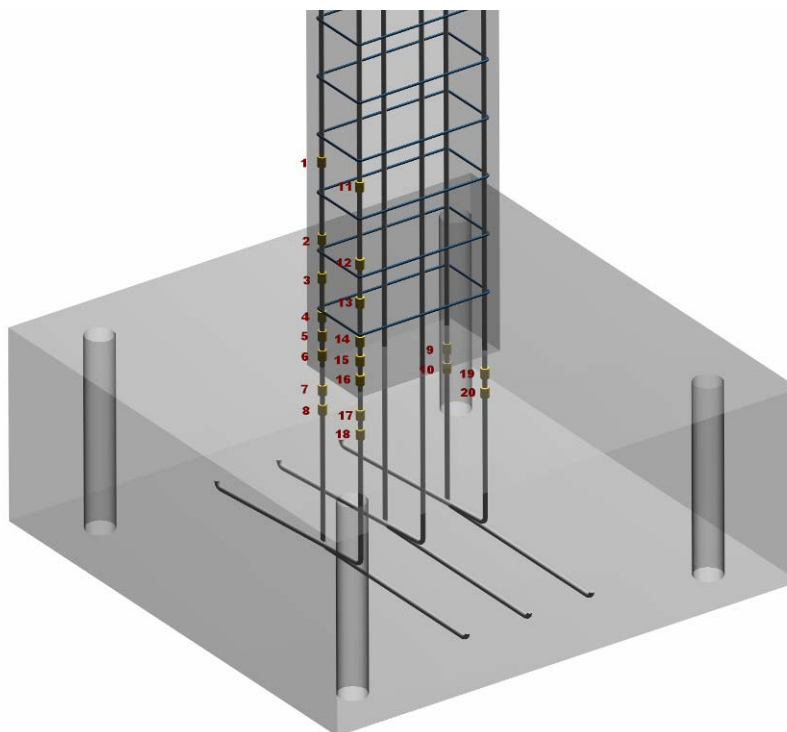


Figura 5.7 - Instrumentação da armadura longitudinal dos modelos PA1 (Perspectiva).

5.3.2 Colagem e Protecção dos Extensómetros

A colagem de extensómetros nos varões longitudinais dos provetes requer cuidados e sensibilidade por parte do operador. Apresenta-se em seguida, a sequência das operações de colagem e protecção dos extensómetros:

1. Preparação da superfície por meio de duas lixas, a primeira mais grossa (300) - Figura 5.8 e a segunda mais fina – 400 (Figura 5.9). Na Figura 5.10 pode-se ver o aspecto das superfícies já preparadas, seguindo-se da marcação do ponto para a colagem do extensómetro (Figura 5.11);



Figura 5.8 - Utilização da lixa grossa (Nº300) e limpeza com gaze (apenas num sentido).



Figura 5.9 - Com o condicionador passar a lixa mais fina (Nº.400).

2. Marcação do ponto onde vai ser instalado o extensómetro por meio de uma ponteira (Figura 5.11);

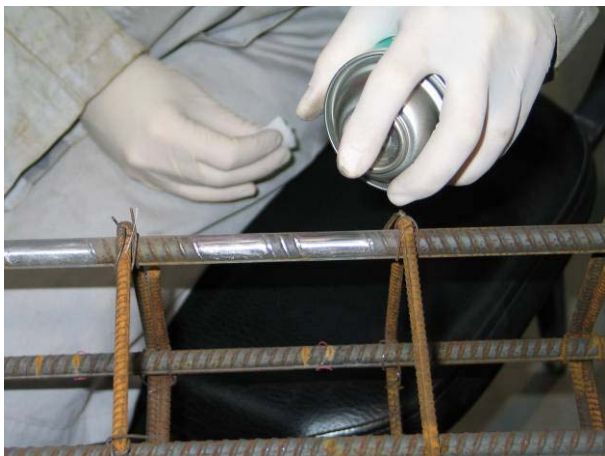


Figura 5.10 - Aspecto das regiões preparadas.



Figura 5.11 - Marcação do ponto para a colagem do extensómetro.

3. Limpeza da superfície: desgordurar com condicionador e em seguida neutralizar com um neutralizador (Figura 5.12);



(a) Aplicação do condicionador



(b) aplicação do neutralizador

Figura 5.12 - Limpeza da superfície.

4. Colagem do extensômetro e do terminal sobre a fita adesiva e posicionamento desta na posição previamente marcada sobre a barra – atenção à face do extensômetro e terminal que devem ficar para cima (Figura 5.13);

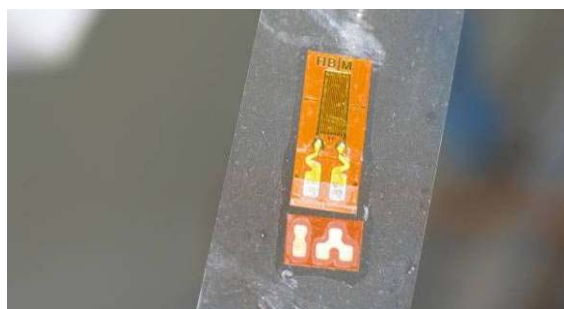
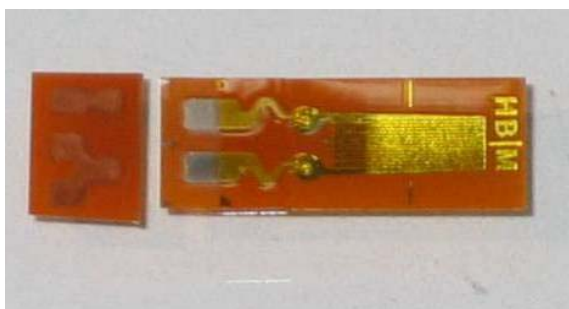


Figura 5.13 - Colagem do extensômetro e do terminal sobre a fita adesiva.

5. Levantamento da fita adesiva (a sensivelmente 45°), pincelamento do extensômetro e do terminal com um líquido para proporcionar melhor aderência à cola (Figura 5.14). Esperar cerca de 1 minuto para secagem;



Figura 5.14 - Aplicação do líquido para melhorar a aderência.

6. Colocação de duas gotas de cola na inserção da fita adesiva com a peça, um pouco antes do posicionamento do extensômetro (Figura 5.15);



Figura 5.15 - Colocação de duas gotas de cola.

7. Colagem do extensômetro por deslizamento e pressão efectuada com o dedo, pressionado por cerca de 1 minuto com o dedo tal como ilustrado na Figura 5.16;
8. Colocação de mais uma gota de cola logo a seguir ao extensômetro para a colagem do terminal independente;
9. Pressão de 1 a 2 minutos sobre o extensômetro e terminal para melhor colagem;



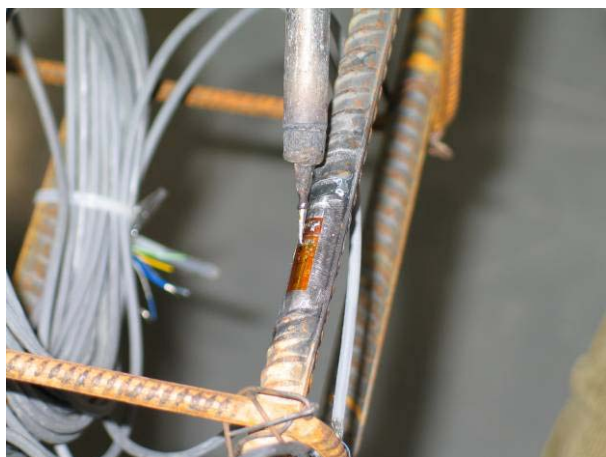
Figura 5.16 - Colagem do extensómetro (pressão por cerca de 1 minuto com o dedo).

10. Retirar a fita-cola (levantando a 45°) para proceder à operação de soldadura (Figura 5.17);



Figura 5.17 - Remoção da fita-adesiva com ajuda do solvente para facilitar a remoção da fita (à esquerda) e o aspecto final à direita.

11. Soldadura por meio de fios muito finos dos terminais do extensómetro ao terminal independente – apenas dois fios: estanhar as pontas, colocar um pingo de solda em cada terminal e em seguida soldar os fios. A Figura 5.18 ilustra as etapas desta operação;



(a) Colocação de 1 pingo de solda em cada terminal



(b) ligação dos terminais com o fio

Figura 5.18 - Soldadura.

12. Soldadura a três fios: um independente e outros dois ligados (Figura 5.19). Quando se utilizam terminais separados do extensómetro, os três fios ficam independentes (3 terminais). Em primeiro lugar fixar os cabos de ligação à peça, com fita-adesiva de papel, na posição conveniente para a soldadura. Depois proceder de modo idêntico ao anterior;
13. Protecção por pincelamento com verniz dos terminais de contactos (Figura 5.20).



Figura 5.19 - Aspecto final depois da soldadura dos fios do cabo aos terminais dos extensómetros.



Figura 5.20 - Protecção com verniz.

14. Depois do verniz seco verificar, com o voltímetro, que não existe qualquer passagem de corrente entre os terminais e a peça e entre cada um dos terminais entre si:

1º - verificar o valor da resistência (Figura 5.21);

2º - verificar se não há contacto (ruído) entre os fios (Figura 5.22);



Figura 5.21 - Leitura da resistência do extensómetro.



Figura 5.22 - Pormenor da colocação da sonda nos terminais.

Depois das operações de colocação do extensómetro e o cabo com os fios de ligação, devidamente protegidos com verniz M-Coat A, procedeu-se à protecção do extensómetro relativamente às agressões da betonagem, bem como garantir um manuseamento dos provetes antes da betonagem sem risco de rotura das ligações efectuadas nos terminais.

Em seguida, cortou-se um pouco de M-Coat FB Butyl Rubber e cobriu-se a área onde se situa o extensómetro e o cabo de ligação, pressionando firmemente de modo a que na altura da betonagem, a água não perturbe o funcionamento dos extensómetros (Figura 5.23); esta protecção tem cola de ambos os lados, o que permite uma boa aderência ao varão e também uma boa aderência das protecções seguintes.

Para a protecção mecânica, é colocado uma tira de M-Coat FN (borracha de neoprene), de modo a cobrir apenas a zona do extensómetro e protegê-lo de eventuais choques (Figura 5.25).



(a) Aplicação da fita de teflon sobre o extensómetro



(b) Colocação de selante com “cola” dos 2 lados

Figura 5.23 - Aplicação da protecção com fita de borracha.



Figura 5.24 - Aspecto depois da colocação do selante.

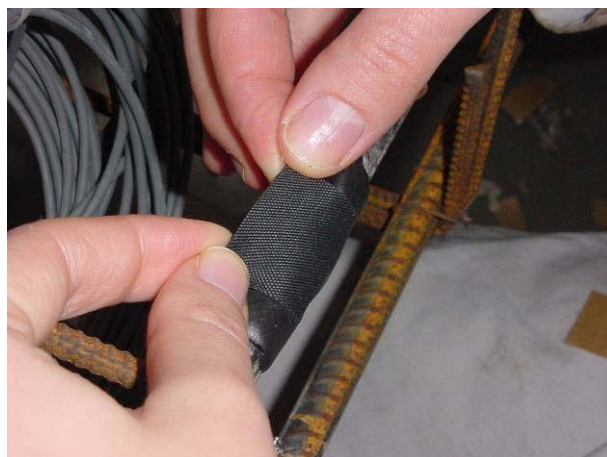


Figura 5.25 - Aplicação do neoprene para protecção mecânica (apenas na área sobre o extensómetro).

Finalmente é colocado o M-Coat FA, fita de alumínio, de modo a proteger electricamente a montagem e prevenir eventuais ruídos de leitura (Figura 5.26).



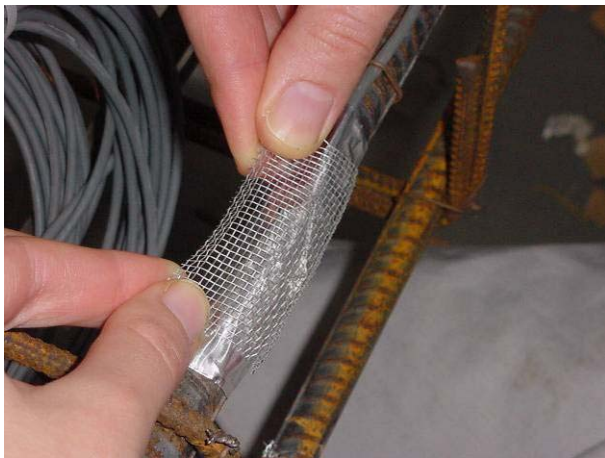
(a) Colocação da fita de alumínio para protecção



(b) Fita de alumínio já aplicada sobre o varão

Figura 5.26 - Aplicação da protecção com fita de alumínio.

Para melhorar a aderência entre o betão e os varões nas zonas instrumentadas e protegidas, aplicou-se uma rede sobre o papel de alumínio, tal como ilustrado na Figura 5.27.



(a) Aplicação da rede sobre o papel de alumínio



(b) Aspecto após a aplicação da fita de alumínio

Figura 5.27 - Aplicação da protecção com rede metálica.

Apresenta-se no Quadro 5.2 o número de extensómetros utilizados em cada um dos provetes fabricados, descriminando-se por modelo e o respectivo número.

Quadro 5.2 - Quantidade de extensómetros utilizados em cada provete.

Provete	Extensómetros usados
PA1-N1	20
PA1-N2	16
PA1-N3	17
PA1-N4	17

Na Figura 5.28 pode-se ver as armaduras de dois dos modelos já instrumentados e prontos para a betonagem.



Figura 5.28 - Vista geral das armaduras já instrumentadas dos modelos no LESE.

5.4 FABRICO DOS PROVETES

Para o presente estudo experimental foram moldados dois pilares numa primeira fase e quatro na segunda fase. Na perspectiva de se tentar reproduzir um ambiente representativo

do normal funcionamento de uma obra e, tentando ser o mais realista possível, os provetes foram executados com duas fases de betonagem: No primeiro dia, betonaram-se apenas as sapatas e dois dias depois os pilares, tendo-se providenciado provetes cúbicos para o ensaio de caracterização do betão, bem como provetes de varões para ensaios de tracção (apresentados no ponto 5.5). As betonagens foram realizadas em condições normais de obra.

Os pilares só foram transportados para o laboratório após 28 dias e permaneceram em condições de cura em obra.

Na Figura 5.29 pode-se ver uma panorâmica do local de fabrico dos provetes PA1-N1 e PA2-N1 (modelo que não será abordado no presente trabalho, ficando para a fase seguinte dos ensaios), sendo ainda possível observar pormenores da zona instrumentada de um dos provetes e da cofragem.

As armaduras foram moldadas no estaleiro, sendo atadas e as cofragens foram realizadas com tábuas, não se tendo adoptado qualquer cuidado adicional numa perspectiva de reproduzir da maneira mais fiel possível os procedimentos correntes em obra. As Figuras 5.30 a 5.38 ilustram as operações de betonagem dos primeiros dois provetes, um de cada modelo.



Figura 5.29 - Vista geral da preparação da cofragem para as sapatas dos dois modelos.



Figura 5.30 - Transporte das armaduras de um dos modelos (PA2).



Figura 5.31 - Armaduras dos modelos nas cofragens.



Figura 5.32 - Betonagem e vibração do betão nas sapatas.



Figura 5.33 - Pormenor da vibração dos provetes cúbicos de betão.



Figura 5.34 - Aspecto geral após a betonagem das sapatas.



Figura 5.35 - Pormenor (após a betonagem das sapatas).



Figura 5.36 - Provetes cúbicos de betão de enchimento das sapatas.



Figura 5.37 - Vista geral dos modelos executados.



Figura 5.38 - Vista de cima após a betonagem do pilar.

Na segunda fase, foram executados os quatro provetes, três do modelo PA1 e um do modelo PA2 (PA1-N2, PA1-N3, PA1-N4 e PA2-N2). De igual forma foram instrumentadas as armaduras longitudinais com extensómetros de resistência eléctrica. A betonagem destes provetes foi realizada continuamente nas condições normais de obra, seguindo-se os mesmos procedimentos (mesmos operários) e as condições de cura da primeira fase de execução. As Figuras 5.39 a 5.48 ilustram as operações de betonagem desta fase de execução.



Figura 5.39 - Vista geral da armadura dos quatro provetes com cofragem de sapata.



Figura 5.40 - Humidificação da armadura.



Figura 5.41 - Betonagem das sapatas.



Figura 5.42 - Vibração do betão.



Figura 5.43 - Aspecto pormenorizado da secção de ligação pilar/sapata após a betonagem.



Figura 5.44 - Cofragem dos pilares e rega da armadura antes da betonagem.



Figura 5.45 - Betonagem dos pilares em condições normais de obra.



Figura 5.46 - Vibração do betão.



Figura 5.47 - Aspecto do topo do pilar após a betonagem.



Figura 5.48 - Provete cúbico de betão devidamente referenciados.

Resumidamente, as operações de fabrico dos modelos consistiram na seguinte sequência:

- Execução das armaduras do provete (conjunto de armaduras da sapata e do pilar) no estaleiro;
- Transporte das armaduras dos provetes para o LESE;
- Colocação de extensómetros eléctricos de resistência nas armaduras do provete e a respectiva protecção;
- Colocação de tubos de PVC, na zona interior da sapata para a passagem da cablagem, de forma a permitir uma certa protecção dos cabos;
- No estaleiro, montagem da cofragem das sapatas dos modelos, incluindo as furacões adequadas para a passagem da cablagem dos extensómetros eléctricos de resistência;
- Marcação dos negativos correspondentes à furação existente no pavimento do laboratório de ensaios;
- Aplicação de um produto descofrante;
- Colocação do conjunto das armaduras do provete na cofragem das sapatas;
- Colocação de tubos em PVC, na zona interior da sapata nos locais previamente marcados correspondentes à furação existente no pavimento do laboratório;
- Betonagem da sapata;
- Betonagem de uma série de 4 cubos de 20 *cm* de aresta;

- Colocação da cofragem do pilar, previamente impregnada com produto descofrante;
- Travamento eficaz da cofragem do pilar;
- Betonagem do pilar;
- Betonagem de uma série de 5 cubos de 20 *cm* de aresta;
- Descofragem dos modelos com um mínimo de 1 semana;
- Transporte dos provetes para o laboratório depois de um mínimo de 28 dias no local da obra.

5.5 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

5.5.1 Ensaios Realizados

5.5.1.1 Caracterização do Betão

Na betonagem dos provetes, optou-se pela betonagem das sapatas dos modelos e dois dias depois procedeu-se a betonagem dos pilares, tendo-se o cuidado de utilizar a mesma composição do betão para todas as amassaduras.

Utilizou-se o cimento do tipo Portland fabricado na Cimpor, do tipo I, classe 32.5; com agregados naturais devidamente seleccionados de forma a garantir a betonagem dos provetes. No fabrico do betão foi utilizado superplastificante Woerment FM 21, com alto teor fluidificante para todas obras de engenharia civil, próprio para betão de transporte (betão de “high-slump”). A dosagem empregue foi de acordo com as instruções do fabricante, sendo 4 – 20 *ml/kg* de cimento.

Os provetes cúbicos de betão de 20 *cm* de aresta moldados nas diferentes fases de betonagem foram ensaiados a compressão até a rotura para se poder caracterizar o comportamento pós-pico no LABEST – Laboratório de Betão Estrutural da Universidade do Porto, aos 28 dias. Estes ensaios foram realizados numa máquina MTS, de tracção e compressão, servo comandada e com controlo por deslocamento a uma velocidade de 0.02 *mm/s*. Na Figura 5.49 apresenta-se a vista geral da máquina de ensaio.

O betão foi fabricado de acordo com a norma NP ENV – 206, e após os ensaios de compressão dos provetes cúbicos, constatou-se tratar-se de um betão da classe C35/40.



Figura 5.49 - Vista geral da máquina utilizada para ensaios de compressão de provetes cúbicos de betão no LABEST.

O modo de rotura dos cubos de betão foi praticamente igual em todos, demonstrando a boa amassadura e mistura realizada e podendo-se constatar a homogeneidade do betão.

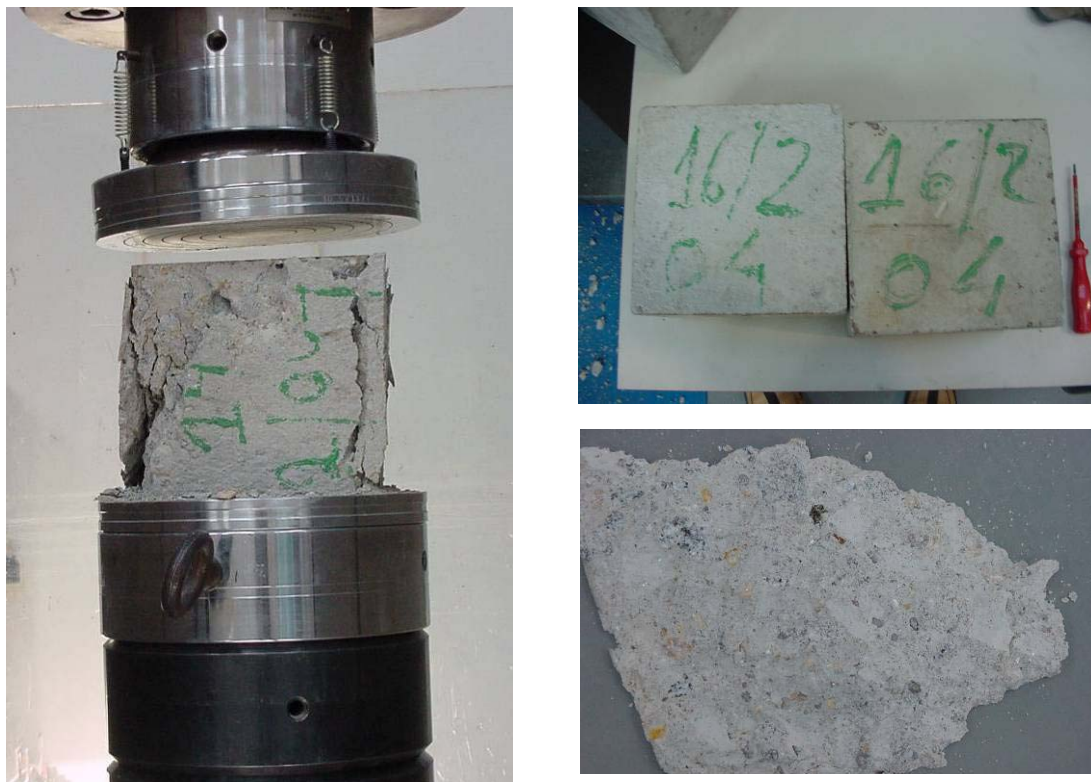


Figura 5.50 - Modo de rotura dos provetes (esquerda); à direita: aspecto dos provetes antes do ensaio (em cima) e a boa aparência do betão após a rotura dos cubos (em baixo).

A seguir, apresenta-se o quadro resumo dos resultados dos ensaios de compressão dos provetes cúbicos de betão dos modelos ensaiados.

Quadro 5.3 - Resultados dos ensaios de compressão dos provetes cúbicos de betão ensaiados.

Provetes	Valor Médio de Tensão de Rotura (MPa)
PA1-N1	43
PA1-N2	57
PA1-N3	57
PA1-N4	57

5.5.1.2 Caracterização do Aço

Tal como consta no ponto 5.2.1, na execução dos provetes foram empregues varões de 12 *mm* para armaduras longitudinais dos pilares e de 6 *mm* para as cintas; sendo utilizados varões de 10 *mm* para as sapatas, providenciando-se provetes para a realização de ensaios de tracção.

Os ensaios foram realizados no LEMC – Laboratório de Ensaio de Materiais de Construção da FEUP, de acordo com a norma Portuguesa NP – EN 10002-1, de 1990. Empregou-se uma máquina electromecânica de teste universal servo comandada (Figura 5.51).



Figura 5.51 - Vista geral da máquina de ensaio de tracção dos varões no LEMC.

Os provetes, de 50 *cm* de comprimento, foram ensaiados até a rotura, apresentando-se no Quadro 5.4, os resultados dos ensaios dos varões de 12 *mm* de diâmetro utilizados na armadura longitudinal.

Quadro 5.4 - Resultados do ensaio de tracção da armadura utilizada no fabrico dos provetes.

Proвете	Tensão de Cedência (MPa)	Tensão de Rotura (MPa)
1	456	567
2	456	567
3	463	568
4	467	570
5	464	565
6	455	553
Valor Médio	460	565

5.6 SETUP DE ENSAIO

O setup de ensaio utilizado foi especialmente projectado para realizar ensaios de pilares de betão armado sujeitos a uma carga axial e carregamentos laterais cíclicos ou monotónicos (numa ou em duas direcções ortogonais). O setup foi projectado de modo a rentabilizar o espaço do laboratório e as estruturas físicas existentes, nomeadamente uma parede de reacção que será utilizada nos ensaios biaxiais.

5.6.1 Objectivos

Com o setup projectado pretende-se alcançar melhor compreensão do comportamento estrutural de pilares e vigas, bem como ligação viga-pilar e, entre muitos objectivos, a possibilidade de fazer os seguintes estudos:

- A influência da carga axial aplicada a pilares;
- Pilares sujeitos a carregamentos quasi-estáticos cíclicos, e o seu desempenho para capacidade de carga lateral, ductilidade, drift.
- Estudo da eficácia de várias técnicas de reforço aplicadas aos pilares de betão armado;
- Com os resultados dos provetes ensaiados, proceder à calibração de modelos numéricos já desenvolvidos e nalguns caso a calibração de novos modelos.

5.6.2 Descrição do Setup

A Figura 5.52 ilustra o setup de ensaio constituído por um pórtico de reacção vertical e outro de reacção horizontal; quando se realizam ensaios biaxiais, utiliza-se uma parede que serve de reacção horizontal para a direcção perpendicular à da força lateral cuja reacção é suportada pelo pórtico horizontal metálico.

O setup de ensaio é essencialmente constituído pelos seguintes elementos:

- Pórtico de reacção vertical (estrutura metálica)
- Pórtico de reacção horizontal (estrutura metálica)
- Parede de reacção horizontal (parede de betão armado)
- Actuador hidráulico vertical
- Actuador hidráulico horizontal
- Sistema de transmissão da carga lateral
- Sistema de aplicação da carga axial (placas de deslizamento)
- Sistema de medição das forças de atrito (tirante rígido para avaliação do atrito)
- Sistema de controlo
- Sistema de aquisição

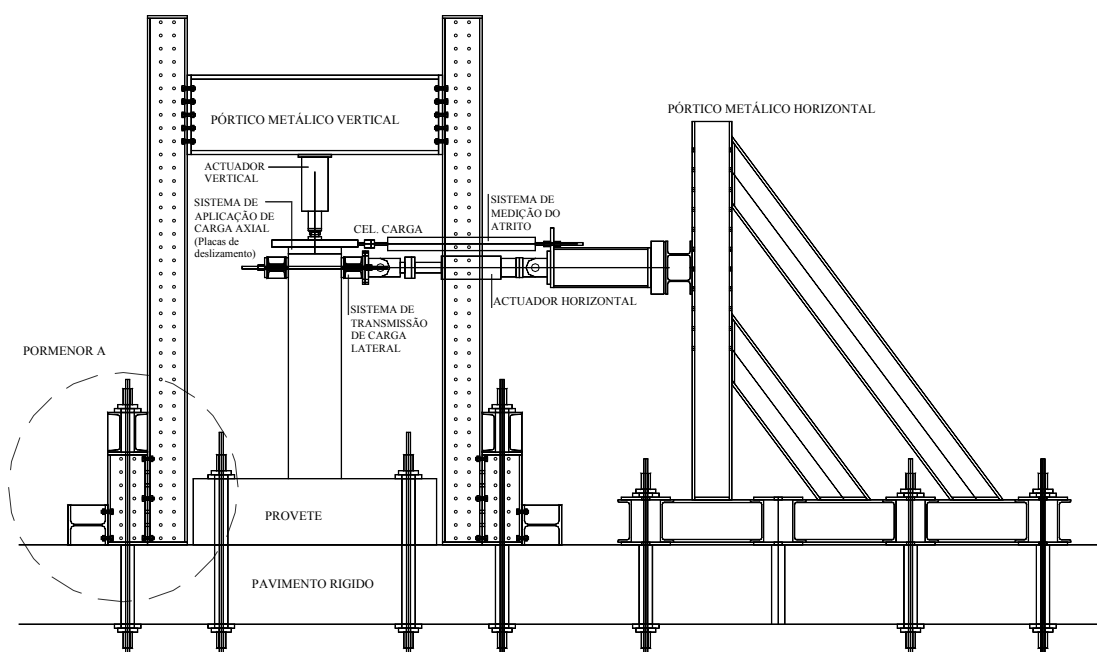


Figura 5.52 - Setup de ensaio.

A Figura 5.53 ilustra o panorama global do setup de ensaio adoptado para o presente programa experimental. Nesta figura que se refere a uma fase de execução de um ensaio, é possível identificar os principais elementos do setup.



Figura 5.53 - Vista geral do setup de ensaio no LESE.

O pilar provete é posicionado ao eixo do pórtico vertical de reacção, de modo que a viga do pórtico atravesse a sapata do pilar numa das diagonais, isto é, o plano do pórtico vertical de reacção encontra-se na direcção nordeste. A sapata é fixa ao pavimento rígido do laboratório através de quatro tirantes de alta resistência de 28 *mm* de diâmetro, instrumentados com células de carga na extremidade inferior e ancorados na face superior da sapata depois da aplicação do pré-esforço.

A fixação do pórtico vertical, pormenor A da Figura 5.52, é realizada através de duas prolongas de perfis HEB 300 com 700 *mm* de comprimento assentes no pavimento e fixados nos pilares do pórtico vertical por intermédio de parafusos pré-esforçados M20 em oito pontos ao longo da altura. Sobre tais prolongas, apoiam-se duas peças constituídas por dois perfis UNP 300 ligados por perfis UNP 100 onde se apoiam as placas espessas de aço que recebem os tirantes de alta resistência de 28 *mm* de diâmetro, fixando o pórtico vertical

ao pavimento rígido do laboratório em quatro pontos, aplicando-se um pré-esforço de cerca de 20 toneladas em cada varão. Note-se que essas duas peças horizontais ligadas ao pórtico vertical, são apertados por duas cantoneiras em quatro pontos, dois sobre o pórtico e outros dois sobre a prolonga.

Dois perfis HEB 300 são ligados ao nível do pavimento onde são fixas as quatro peças que impedem a rotação do pórtico.

Entretanto, depois da realização de alguns ensaios dos primeiros dois provetes, constatou-se que o pórtico vertical sofreu movimentos de rotação no plano horizontal, sendo posteriormente reforçada a sua fixação à base por intermédio de fixadores especialmente concebidos para o efeito, em que um tubo foi soldado à peça metálica (espécie de cunha); os tubos rígidos encaixam nos outros tubos que foram rigidamente colados nos negativos existente no pavimento rígido do laboratório através de resina epóxida. Na Figura 5.54 apresenta-se a referida peça (bloqueador de rotação).

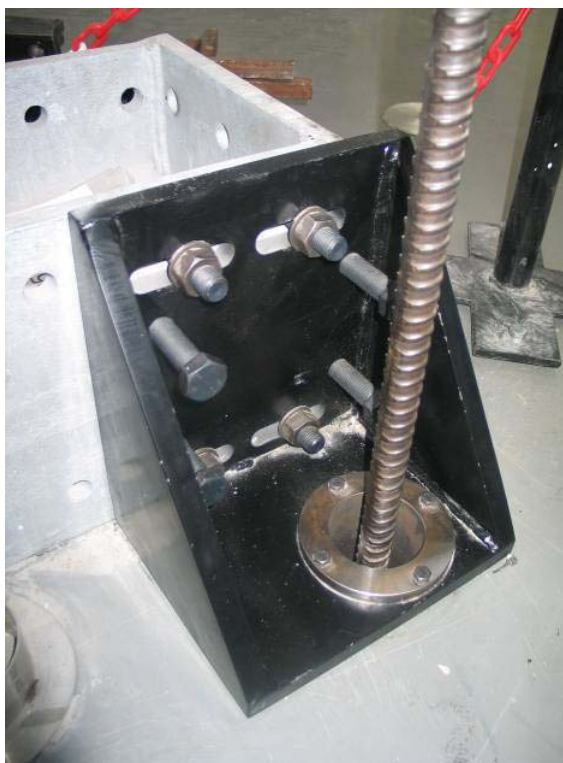


Figura 5.54 - Peças utilizadas para bloquear a rotação do pórtico vertical.

O macaco vertical é encastrado no meio da viga do pórtico vertical através de parafusos M20. O êmbolo é ligado ao mecanismo de aplicação de carga axial ao pilar através de uma

ligação rotulada na placa superior. A placa inferior, de menores dimensões é colocada obre a cabeça do pilar, sendo a superfície de contacto entre as duas placas especialmente concebidas para minimizar o atrito entre elas.

A questão do atrito desenvolvido entre as duas placas foi tido em consideração neste setup sendo abordado mais adiante. A Figura 5.55 ilustra o dispositivo utilizado para a aplicação da carga vertical.



Figura 5.55 - Dispositivo usado para aplicação da carga axial.

As superfícies de contacto das placas tiveram um acabamento em que foi aplicado uma chapa fina de aço inox e uma camada de uma mistura predominada com teflon para garantir o mínimo atrito possível no contacto entre elas.

A ligação rotulada entre o êmbolo do actuador e a placa superior permite uma rotação máxima de 8% da secção do topo do pilar.

O pórtico horizontal, constituído por perfis metálicos do tipo HEB, rigidamente soldados, também é fixo ao pavimento rígido do laboratório, por intermédio de seis varões de alta resistência através da aplicação de um pré-esforço de 10 toneladas em cada um. Estes tirantes foram colocados dois a dois, tal como ilustra o setup de ensaio na Figura 5.52.

Neste pórtico horizontal, é ligado o actuador horizontal, servo controlado, com $\pm 200 \text{ kN}$ de capacidade. O actuador foi concebido pelo INEGI (DEM - FEUP).

A transmissão da força aplicada pelo actuador ao pilar a ensaiar é materializada através de uma peça constituída por perfis soldados e dois varões de alta resistência que são apertados no nível pretendido.

Em todos os contactos, nomeadamente, entre a chapa inferior de deslizamento e a secção de topo do pilar, entre a peça de transmissão da força lateral e a secção, utilizarem-se folhas de chumbo para uniformizar a tensão de contacto (degradação uniforme da carga).

Todas as ligações aparafusadas foram pré-esforçadas de forma a minimizar deslocamentos durante os ensaios; o bom aperto de todos os parafusos nas diversas ligações entre os pórticos e os actuadores, bem como nos vários elementos envolvidos na fixação do pórtico vertical é muito importante para evitar a variação de rigidez do sistema em cada sentido de aplicação de carga e consequentemente as suas influências nos resultados.

Duas centrais de pressão independentes, nomeadamente, uma para aplicação da carga vertical, e outra, para a aplicação da carga horizontal, são ligadas aos macacos sendo o controlo do macaco hidráulico horizontal realizado por deslocamento num sistema de controlo e aquisição.

Entretanto, dado que o sistema empregue para a aplicação da carga axial envolve algumas forças de atrito, importa avaliar a verdadeira força resistida pelo pilar, montando-se para o efeito um tirante rígido onde é acoplado uma célula de carga ligada a placa superior de deslizamento para avaliação da força de atrito. Para o efeito, reforçou-se o tirante com a introdução deste num tubo circular, enchendo-se com argamassa auto-compactável, sendo as duas extremidades tapadas por placas metálicas, prevenindo assim a encurvadura.

O pré-esforço nos tirantes de alta resistência para a fixação do provete de ensaio e dos pórticos de reacção foi aplicado por intermédio de um macaco hidráulico ENERPAC (Holl-O-Cylinder) RCH – 603 (Figura 5.56) com a capacidade máxima para 60 toneladas (700 bar), tendo-se usado uma mesa para facilitar os apertos das porcas depois da aplicação do pré-esforço, utilizando-se elementos auxiliares ilustrados na Figura 5.57 (a mesa, a prolonga, os dois parafusos e a anilha espessa).



Figura 5.56 - Macaco hidráulico para aplicação do pré-esforço.



Figura 5.57 - Mesa especialmente concebida para aplicação do pré-esforço.

5.6.3 Avaliação do Atrito entre as Placas de Deslizamento

Para que o pilar provete experimente histórias de deslocamento cíclicos ou monotónicos sujeito a uma carga axial, optou-se pelo “mecanismo” de duas placas deslizantes referidas anteriormente.

O sistema de aplicação das forças verticais nos provetes é constituído por um pórtico metálico onde está fixado o actuador hidráulico vertical, que por sua vez aplica a força no pilar através de um sistema de placas metálicas de modo a permitir a rotação e o deslocamento horizontal do topo do pilar. Este sistema de aplicação da carga vertical constituída por duas placas metálicas que deslizarão entre si, revestidas nas suas superfícies de contacto por chapas de aço inox e, adicionalmente, uma película especial rica em teflon, com características mecânicas especiais de baixo coeficiente de atrito. A placa inferior é ligada ao pilar e a superior ligada ao pistão do macaco hidráulico vertical

através duma rótula Figura 5.58. Essa rótula deverá, em princípio, permitir a rotação do topo do pilar, bem como permitir deslocamentos horizontais que serão impostos durante os ensaios, acompanhando deste modo a deformação do provete.

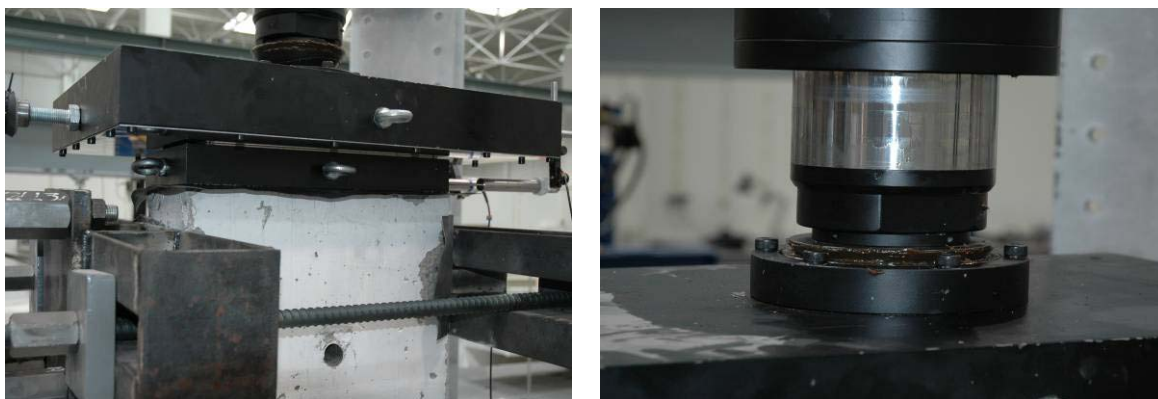


Figura 5.58 - Sistema de aplicação da carga axial (placas de deslizamento) e pormenor da rótula de ligação entre o actuador vertical e a placa superior (a esquerda).

Importa, porém, avaliar essa força para correcção dos resultados dos ensaios. Isto é, a relação existente entre a força axial aplicada e a força de atrito mobilizada.

Depois de ajustado o macaco e efectuados os apertos nas porcas do alongamento e do macaco, fez-se a verificação do funcionamento da célula de carga instalada no tirante entre a estrutura metálica de aplicação da carga horizontal e a placa de deslizamento superior, procurando mobilizar uma força praticamente nula no tirante no instante da sua fixação.

Foi realizado um conjunto de ensaios com imposição de deslocamentos horizontais de 3 mm, para diferentes níveis de esforço axial, e apenas três ensaios com imposição de 5 mm e para esforço axial de 200 kN, sendo um deles realizado no sentido de avanço e outro nos dois sentidos.

Referir que esses ensaios foram realizados apenas no sentido do avanço do macaco horizontal.

Foram realizados dois ensaios para diferentes níveis de esforço axial e deslocamentos impostos de 3 mm; o ensaio 2 representa a repetição do ensaio 1, exactamente nas mesmas condições.

Assim, a força de atrito entre as placas será aproximadamente igual à força registada na célula de carga no tirante ligado à placa superior de deslizamento.

Deste modo, após tratamentos e análise dos resultados, conseguiu-se chegar a uma relação entre o esforço axial e a força de atrito (Quadro 5.5).

Quadro 5.5 - Relação entre o esforço axial e a força de atrito.

Esforço Axial (kN)	0	50	75	100	125	150	175	200	
Força de Atrito (Valor Máximo) (kN)	0.00	2.37	5.36	6.94	7.11	8.96	10.89	11.79	Ensaio 1
	0.00	2.18	4.98	6.48	7.48	8.86	10.99	11.25	Ensaio 2
	0.00	3.00	4.50	6.00	7.50	9.00	10.50	12.00	Ajuste linear

Para avaliar a dispersão da força de atrito, realizou-se uma série complementar de três ensaios com esforço axial de 200 kN e um deslocamento máximo de 5 mm como se verifica nos resultados apresentados no Quadro 5.6. A dispersão dos valores não é muito significativa, registando-se desvios máximos na ordem dos 7.67% e 7.75% em relação ao valor médio e ao ajuste linear, respectivamente.

Quadro 5.6 - Ensaios complementares para avaliação do atrito com esforço axial de 200 kN.

	Força de Atrito (Valor Máximo) (kN)
Ensaio 1 (5mm)	12.93
Ensaio 2 (5mm)	11.19
Ensaio 3 (5mm)	12.25
Valor Médio	12.12

A Figura 5.59 mostra a representação gráfica dos resultados do ensaio de avaliação de atrito entre as placas, estando bem evidente o ajuste da recta.

A expressão da recta ajustada que relaciona a força máxima de atrito e o esforço axial é:

$$F_{at} = 0.06 * F_{vert} \quad (5.3)$$

Em que F_{at} é a Força Máxima de Atrito e F_{vert} a força do actuador vertical.

A força horizontal aplicada no pilar é resultante da diferença entre a força lida na célula de carga interna do actuador horizontal e a força obtida na célula de carga ligada ao tirante rígido e à placa superior de deslizamento.

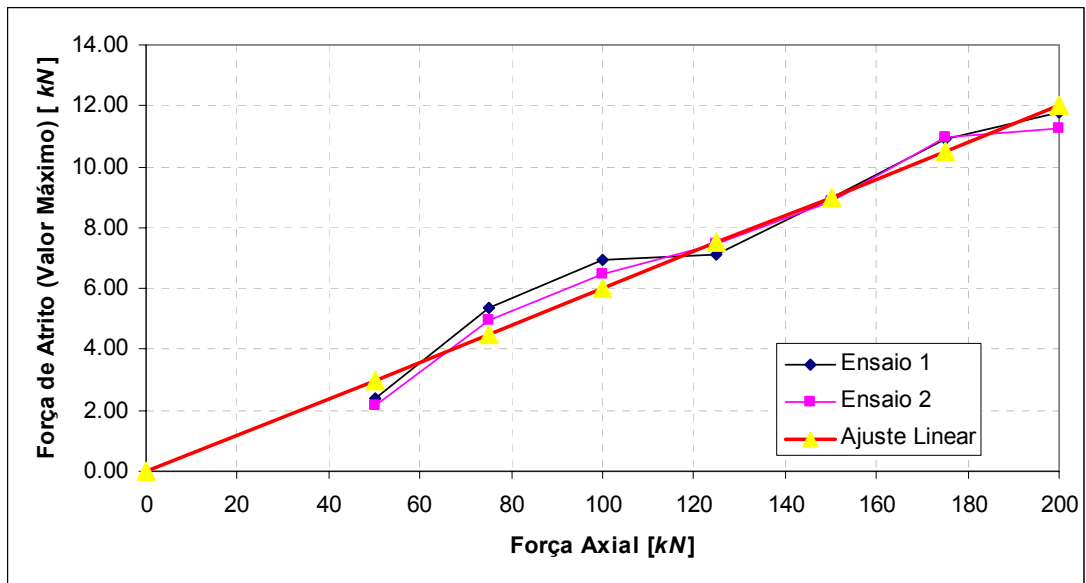


Figura 5.59 - Relação entre a força axial e a força de atrito.

5.6.4 Identificação de Dificuldades

Tal como qualquer acção, a montagem e fixação do setup de ensaio envolve cuidados especiais, destacando-se algumas dificuldades que foram sentidas no decurso do programa experimental:

- Garantir a verticalidade ou o alinhamento correcto e adequado do provete;
- Localização centrada da carga axial (criação de um mecanismo para a correcta e fácil centralização da carga axial);
- Correcto posicionamento do actuador horizontal (aplicação da carga lateral);
- Garantir a verticalidade de montagem durante o ensaio;
- Garantir que o pórtico tenha rigidez suficiente para que as forças instaladas durante o ensaio provoquem deformações desprezáveis.

5.7 INSTRUMENTAÇÃO

5.7.1 LVDT

Os LVDT's são dispositivos electromecânicos que medem deslocamentos ou movimentos relativos através de um sinal eléctrico de saída proporcional ao movimento de um núcleo magnético móvel, solidário com a estrutura (ver Figura 5.60).

O sinal eléctrico emitido por este transdutor é condicionado e amplificado de modo a fornecer uma resposta instantânea ajustada às operações de medição.

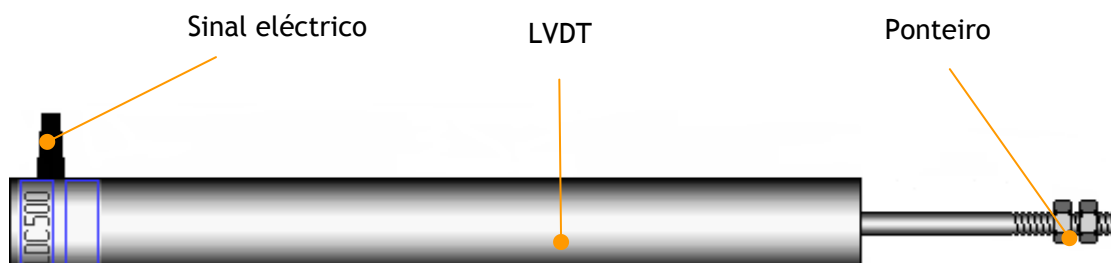


Figura 5.60 - Pormenor de um LVDT.

Nos LVDT's, embora o efeito da temperatura não seja auto-compensado, a sua influência no resultado das medições é reduzida podendo ser avaliada caso a caso de acordo com a ficha técnica dos sensores e a grandeza das medições realizadas. No Quadro 5.7 apresentam-se as principais especificações técnicas de um dos LVDT's utilizados.

Quadro 5.7 - Especificações técnicas dos LVDTs.

Característica	Especificação
Gama de medição	$\pm 25 \text{ mm}$
Linearidade	0,21%
Sensibilidade	89.04 mV/mm
Tensão de excitação recomendada	5V se regulada
Gama de temperatura de funcionamento	-50°C a $+70^{\circ}\text{C}$

Os LVDT foram instalados ao longo de 600 mm de extensão a partir da sapata de forma a captar melhor as rotações e as deformações na zona crítica e ao longo da rótula plástica e,

adicionalmente, em certos pontos acima, nomeadamente, ao nível da actuação da carga horizontal, ao nível da placa superior de deslizamento, sendo medido também o deslocamento vertical da placa no lado do actuador horizontal, a 50 mm da extremidade sul. A Figura 5.61 indica a localização dos LVDTs utilizados no ensaio do modelo PA1.

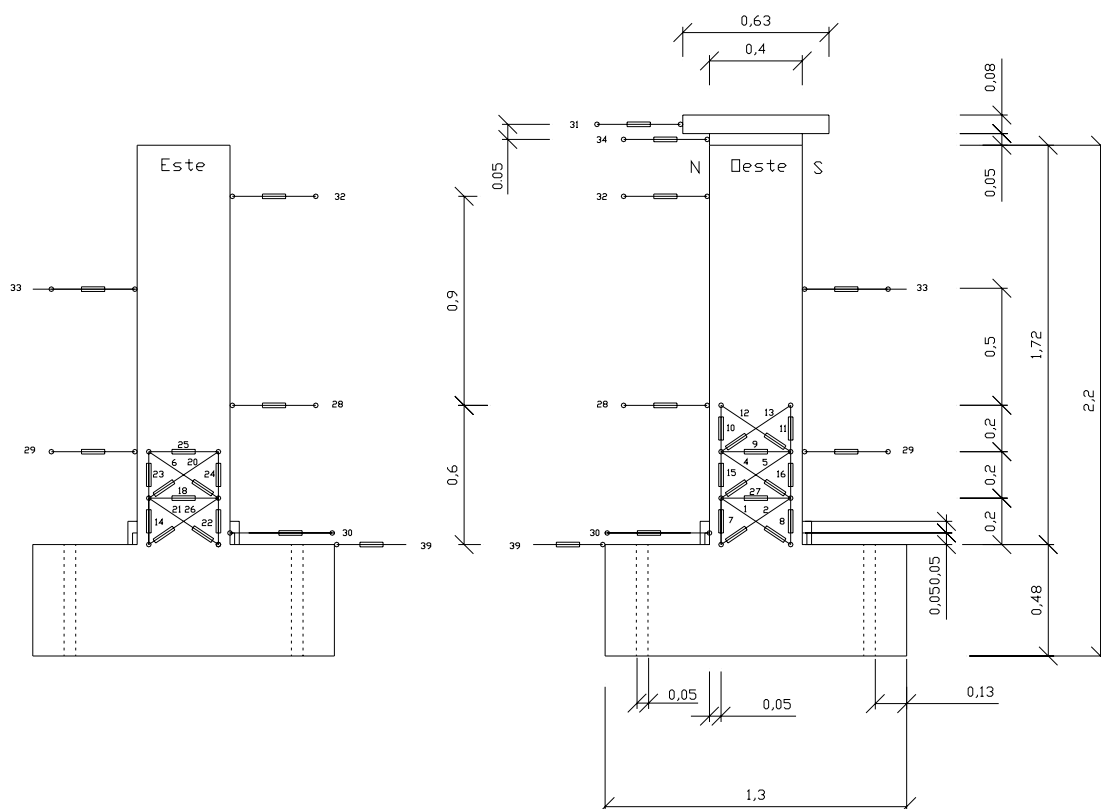


Figura 5.61 - Localização dos LVDTs no modelo PA1.

5.7.2 Extensómetros

Foram colados extensómetros eléctricos nas armaduras longitudinais para captar as extensões durante os ensaios com as características descritas em 5.3.1.1, apresentando-se as diferentes etapas da sua colagem e respectiva protecção no item 5.3.2.

5.8 SISTEMA DE AQUISIÇÃO E CONTROLO

Foi utilizado o sistema de aquisição da National Instruments, montado num chassis de aquisição de dados PXI-1011 que inclui um controlador NI-8176 e duas placas de aquisição PXI-6070E e PXI-6071E. O condicionamento dos extensómetros é feito pela placa SCXI-1520 enquanto o dos LVDTs é realizado a custa da placa SCXI-1540. Foram utilizadas tomadas SCXI-1315 e SCXI-1314 para a ligação frontal dos LVDTs e dos extensómetros ao sistema, respectivamente. Este sistema possui 40 canais disponíveis para LVDTs e 24 canais para aquisição de dados a partir dos extensómetros.

Assim, através do programa LABVIEW 6.1 consegue-se fazer o registo destes sinais e o seu tratamento.

O LabVIEW da National Instruments apresenta um ambiente de trabalho de desenvolvimento intuitivo gráfico para a construção de aquisição de dados, instrumentação e sistemas de controlo. Foi desenvolvida no LESE uma aplicação específica para a realização de ensaios no ambiente LABVIEW. A integração rigorosa do LabVIEW com equipamentos de medição facilita o rápido desenvolvimento de aquisição de dados e controlo, análise e apresentação de soluções. O LabVIEW dispõe de uma poderosa capacidade de análise de medidas e de um compilador gráfico integrado para um bom desempenho.

5.9 ENSAIO CÍCLICO DOS PROVETES

Nesta secção é apresentado um conjunto de resultados de ensaios cíclicos realizados com três provetes do modelo PA1 (secção $200 \times 400 \text{ mm}^2$ e 6 varões de 12 mm de diâmetro). Estes ensaios consistiram na imposição de um deslocamento horizontal no topo do pilar em ciclos de amplitudes crescentes tendo sido previamente aplicado um esforço axial ao pilar. Nestes ensaios seguiu-se uma história de deslocamento base que foi ligeiramente ajustado em função de cada ensaio, nomeadamente em relação aos últimos ciclos que foram em cada ensaio ajustados em função da resposta do pilar.

5.9.1 Ensaio PA1-N1-E1

Este ensaio refere-se ao provete número 1 (N1) do modelo PA1, ensaiado na direcção de maior inércia, realizado da seguinte forma:

- Aplicação da carga axial inicial de 170 *kN*.
- Ajuste do actuador horizontal.
- Ajuste do sistema de medição do atrito.
- Realização do ensaio cíclico com a história de deslocamento indicado na Figura 5.62 e que corresponde à imposição de 3 ciclos de 3, 5, 10, 4, 12, 15, 7, 20, 30, 40, 50, 60 *mm*, finalizando com 2 ciclos de 70 *mm* e 1 ciclo de 80 e 90 *mm*.
- Marcação das fendas aos 5 *mm* (abertura de cerca de 0.1 *mm*).
- Marcação das fendas aos 12 *mm* (abertura de cerca de 0.5 a 0.6 *mm*).
- Durante a realização dos ciclos de 20 *mm* ocorreu uma falha do sistema de controlo que resultou numa imposição de deslocamento num sentido até aos 85 *mm* (pushover).
- O ensaio foi reiniciado numa segunda fase com aplicação dos ciclos a partir dos 20 *mm* sendo finalizado com os ciclos de 90 *mm*.

A Figura 5.62 ilustra a história de deslocamentos horizontais impostos no topo do provete durante o ensaio.

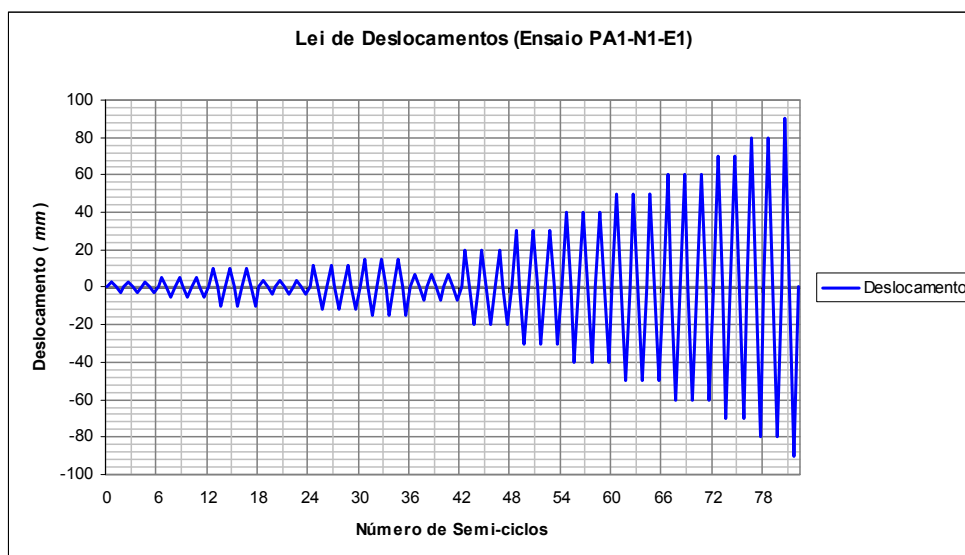


Figura 5.62 - História de deslocamentos aplicado aos provetes ensaiados

5.9.1.1 Resultados do Ensaio PA1-N1-E1

No decorrer do ensaio, o esforço axial foi variando tendo-se registado a variação a partir da variação dos esforços nos varões dywidag pré-esforçados utilizados na fixação do provete ensaiado. Na Figura 5.63 ilustra a variação do esforço axial durante o ensaio, sendo o factor a relação entre a força axial em cada instante e a inicial (170 kN). É de salientar que essa lei de variação do esforço axial foi verificada em todos os ensaios, apesar de se ter sentido nos ensaios dos pilares reforçados uma variação um ligeiramente superior nos ciclos de maior amplitude.

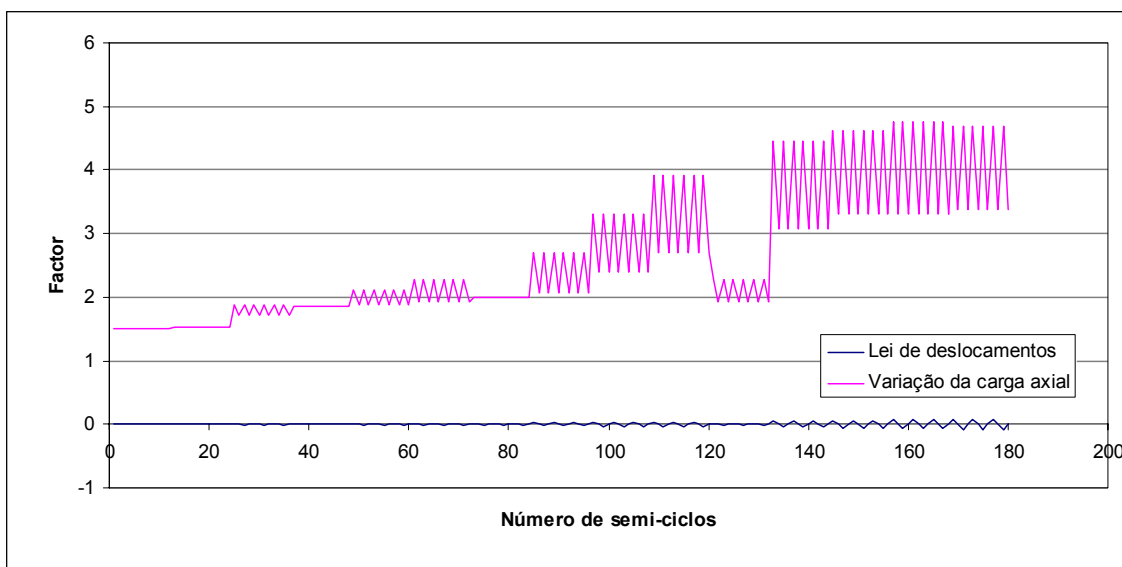


Figura 5.63 - Lei da variação da carga axial.

Apresenta-se na Figura 5.64 o aspecto do provete antes e depois do ensaio.



Figura 5.64 - Vista do pilar no início (esquerda) e no final (direita) do ensaio.

Na Figura 5.65 pode-se apreciar a evolução dos danos durante o ensaio, evidenciando-se o esmagamento do betão num dos lados devido a ocorrência do pushover.

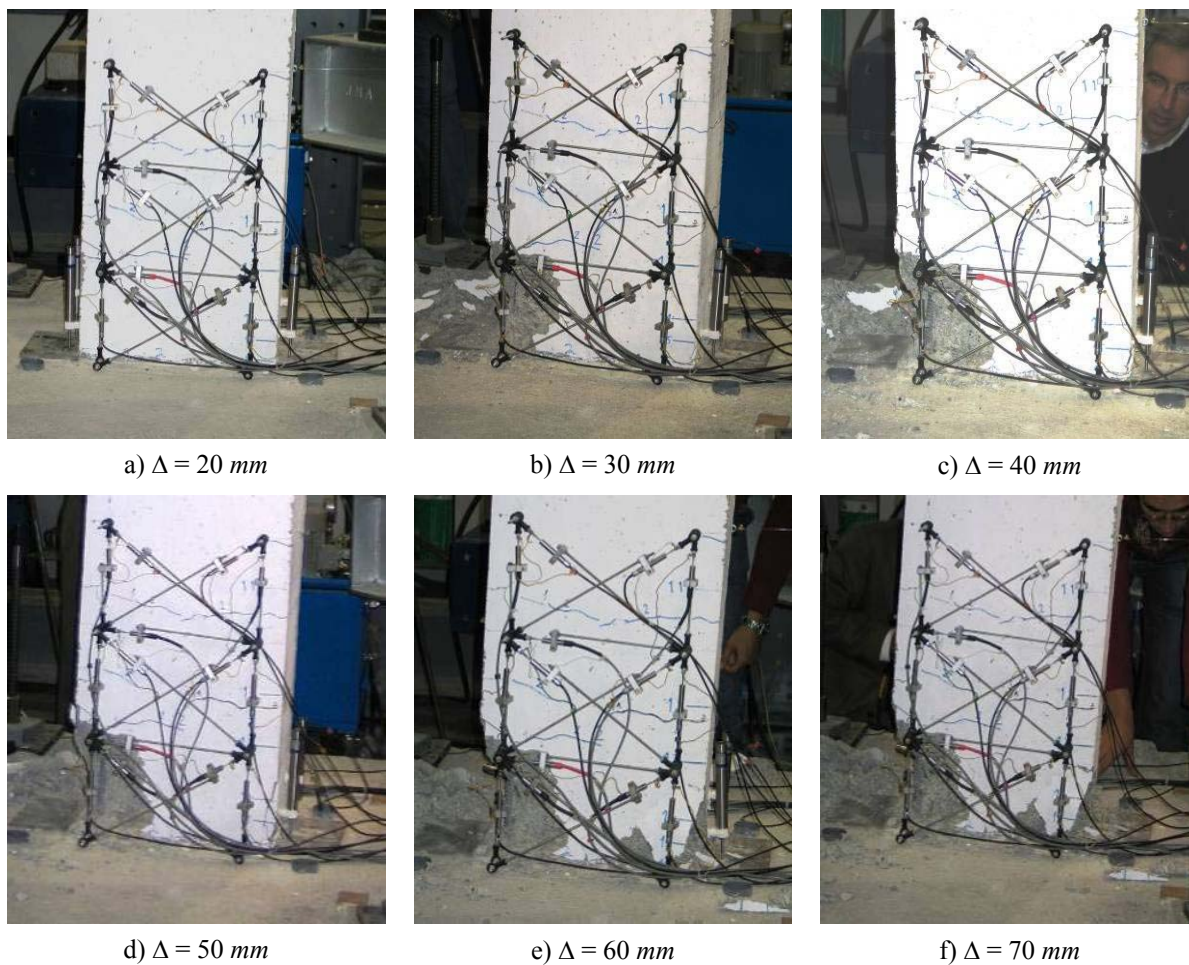


Figura 5.65 - Evolução do dano durante o ensaio PA1-N1-E1.

Apresenta-se na Figura 5.66 a resposta obtida no ensaio PA1-N1-E1 traduzido em termo de força-deslocamento.

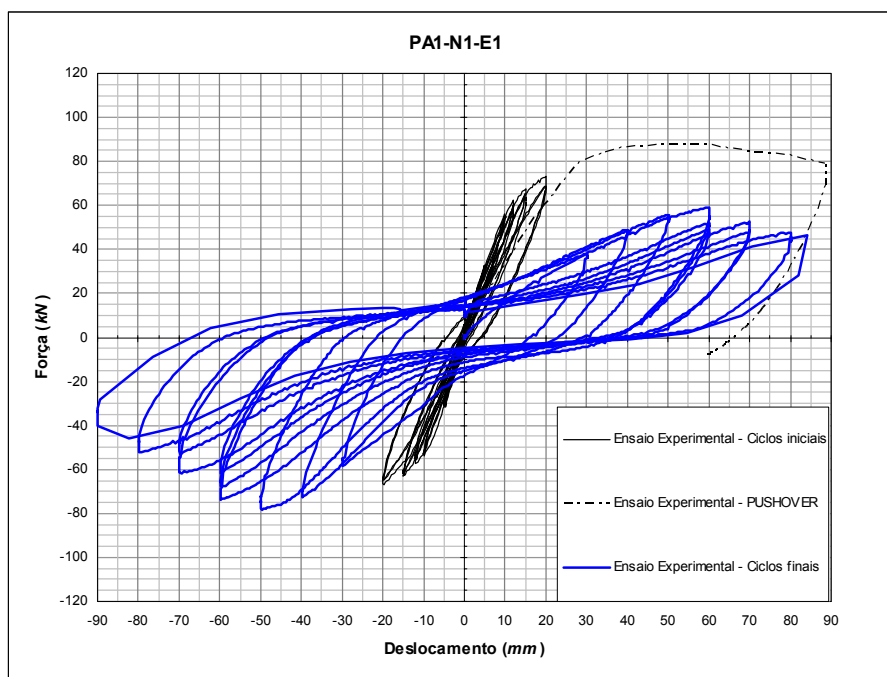


Figura 5.66 - Resposta histerética do provete PA1-N1.

5.9.2 Ensaio PA1-N2-E1

O ensaio do provete número 2 (N2) do modelo PA1 – antes do reforço, com velocidade do actuador horizontal igual a 1 mm/s , pode ser descrito resumidamente como se segue:

- Aplicação da carga axial inicial de 177 kN (aproximadamente 70 bar).
- Ajuste do macaco horizontal.
- Aperto do sistema de medição do atrito.
- Aplicação do deslocamento horizontal seguindo-se a história indicada na Figura 5.67.

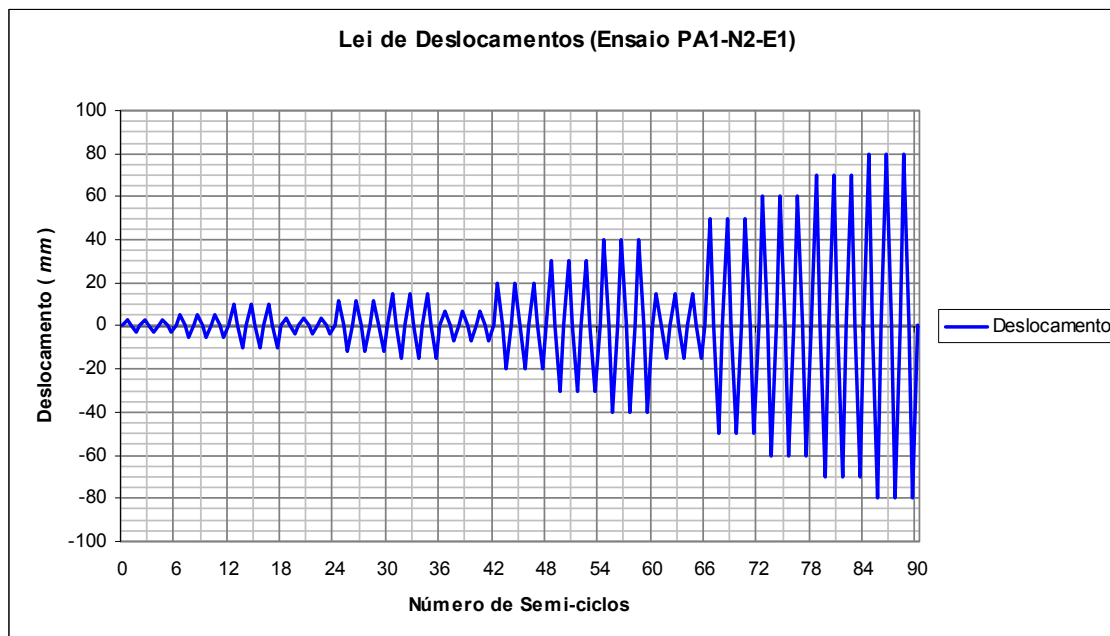


Figura 5.67 - História de deslocamentos aplicado no ensaio PA1-N2-E1.

5.9.2.1 Resultados do Ensaio PA1-N2-E1

Das observações realizadas durante o ensaio, destacam-se:

- Surgimento das primeiras fissuras para $\Delta = 5 \text{ mm}$ (cerca de duas na face oeste e próximo da base, tendo a face oposta o mesmo comportamento);
- Surgimento de mais duas fissuras acima, para $\Delta = 10 \text{ mm}$, sendo nessa altura marcadas as fissuras até aqui observadas. Estas foram assinaladas com marcador verde;
- Surgimento de uma fissura (ligeiramente acima dos 60 cm) na face sul; para deslocamentos iguais a 15 mm;
- No decorrer do ciclo de 15 mm, observou-se o desenvolvimento das fissuras já existentes surgindo novas fissuras que foram marcadas com marcador azul;
- Para deslocamentos iguais a 30 mm, abertura de fenda localizada na base do pilar nas duas faces (norte e sul, com maior incidência no lado sul) com cerca de 1.5 mm;
- Início do “spalling” para deslocamento igual a -30 mm;

- Destacamento do betão nas duas faces perpendiculares a direcção de carregamento (norte e sul), sendo bem evidente na face sul, removendo-se nessa altura os LVDTs situados nesta zona (para $\Delta = 50 \text{ mm}$);
- No decorrer do ciclo de 60 mm , observou-se um levantamento do sistema de medição do atrito, interrompendo-se o ensaio na fase com deslocamento nulo, fazendo-se o reajustamento do tirante com a introdução de um tubo na haste que segura o tirante do sistema de medição do atrito;
- Remoção de um LVDT na face sul após o destacamento do betão de recobrimento (ciclo de 60 mm);
- No segundo ciclo de 70 mm (no sentido positivo – para o norte) deu-se a rotura do varão do canto sudeste;
- No ciclo de 80 mm deu-se o rompimento dos outros dois varões de canto, sendo o primeiro do canto noroeste e logo a seguir, o sudoeste.

A Figura 5.68 ilustra o panorama do provete ensaiado no início e no final do ensaio.

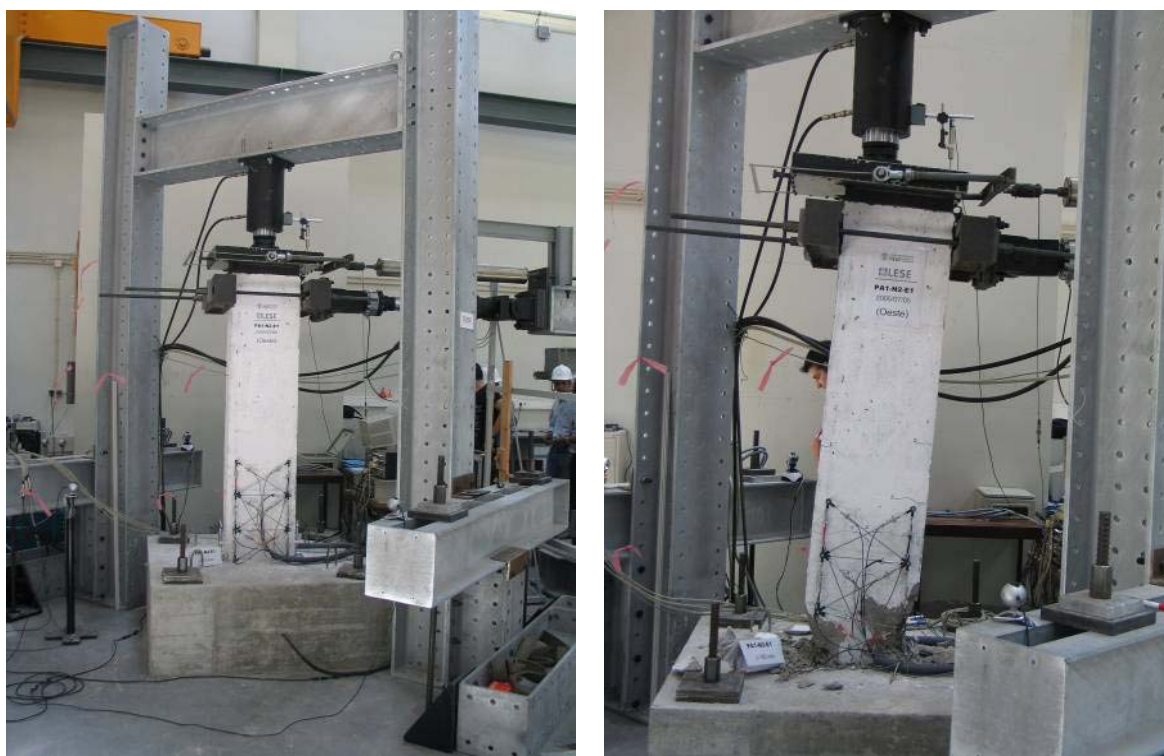


Figura 5.68 - Vista do pilar no início (esquerda) e no final (direita) do ensaio.

São apresentados na Figura 5.69 os danos observados durante o ensaio PA1-N2-E1. Na mesma figura, é visível o comprimento da rótula plástica (cerca de 30 *cm*).

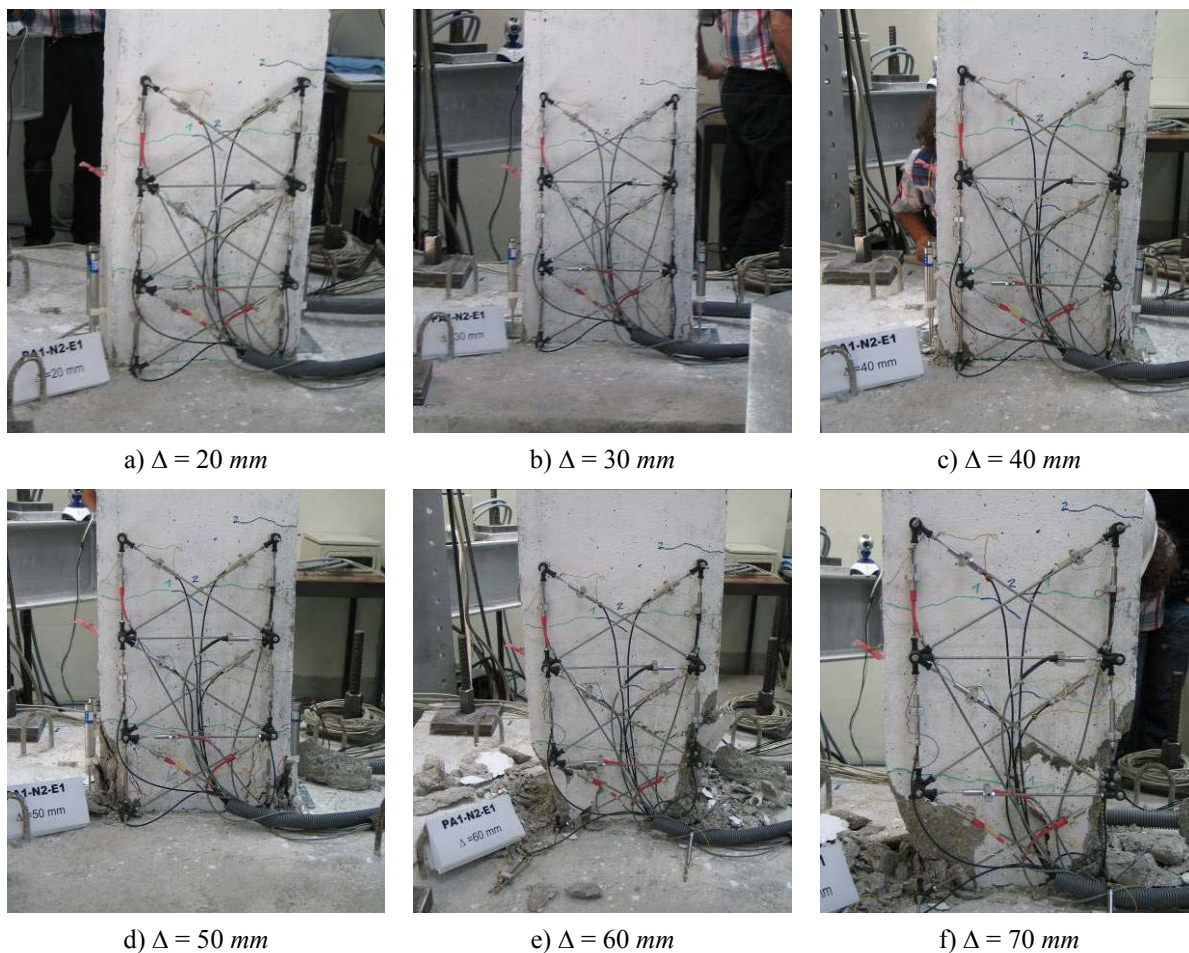


Figura 5.69 - Evolução do dano durante o ensaio PA1-N2-E1.

Apresenta-se na Figura 5.70 a resposta cíclica do ensaio PA1-N2-E1.

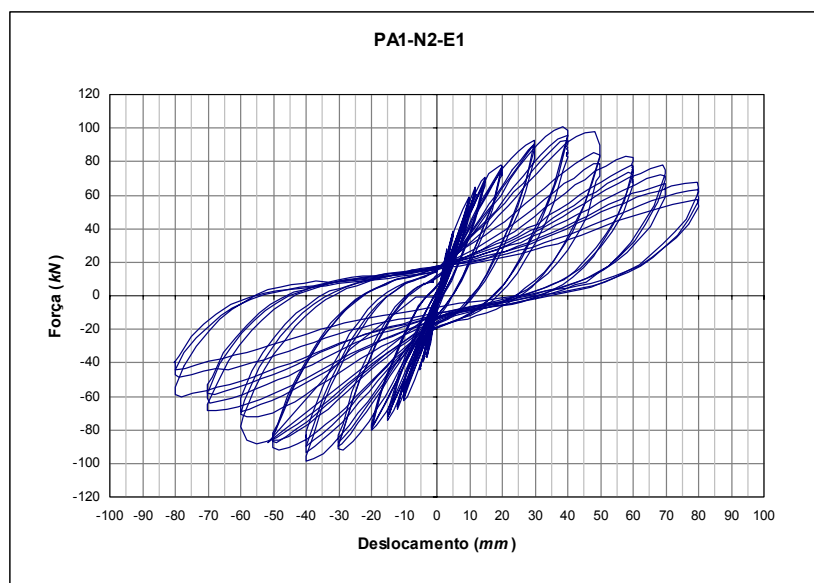


Figura 5.70 - Resposta cíclica do ensaio PA1-N2-E1.

5.9.3 Ensaio PA1-N3-E1

Trata-se do ensaio do provete número 3 (N3) do modelo PA1, antes do reforço, em que o ensaio foi realizado nas seguintes condições:

- Aplicação da força axial inicial de 170 *kN*.
- Ajuste do sistema de aplicação da carga horizontal.
- Aperto do sistema de medição do atrito.
- Aplicação da mesma história de deslocamentos, introduzindo-se apenas três ciclos de 15 *mm* entre os ciclos de 40 e 50 *mm* (Figura 5.71).
- Marcação das primeiras fissuras nos ciclos de 10 *mm*, cor verde.
- Realizou-se a marcação das fissuras para os ciclos de 20 e de 30 *mm* (vermelho).
- Prosseguiu-se com o ensaio até a rotura dos varões de canto.

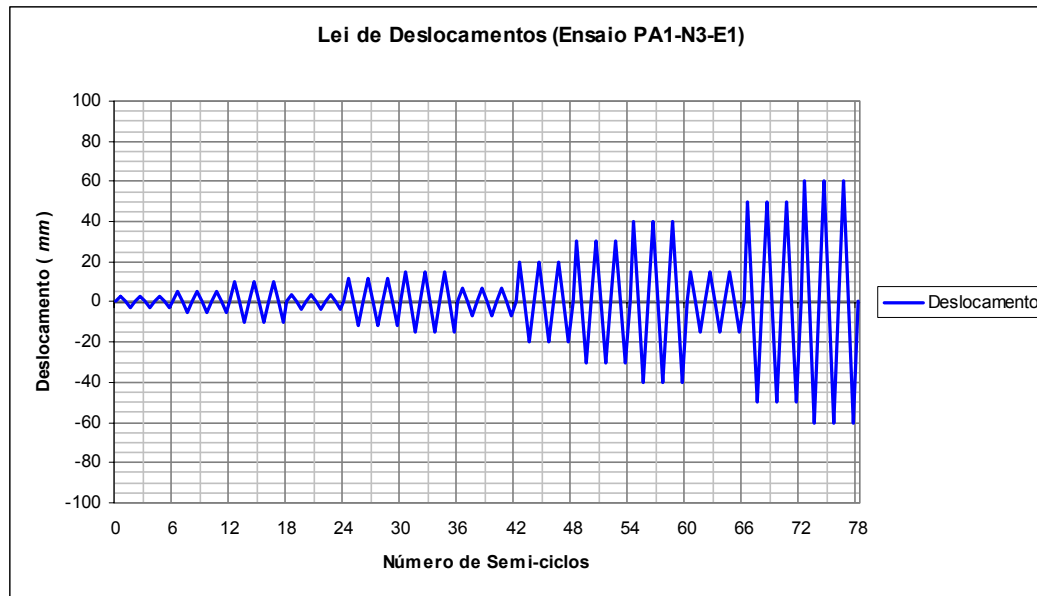


Figura 5.71 - História de deslocamentos aplicada no ensaio PA1-N3-E1.

5.9.3.1 Resultados do Ensaio PA1-N3-E1

Nesta secção apresentam-se os resultados do ensaio do provete PA1-N3. Este provete teve um comportamento idêntico ao provete PA1-N2 (ensaio PA1-N2-E1). Na Figura 5.72 ilustra-se o aspecto do provete antes e depois do ensaio.

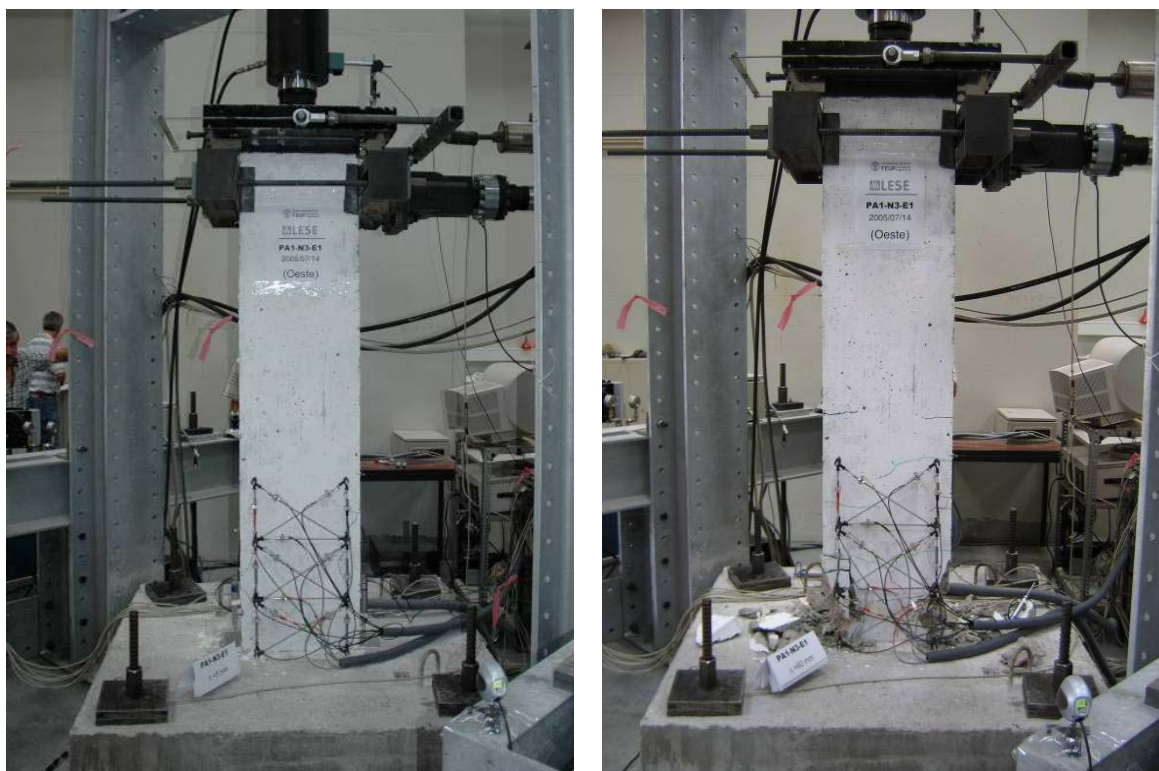


Figura 5.72 - Vista do pilar no início (esquerda) e no final (direita) do ensaio.

Este ensaio terminou para ciclos de 60 *mm* de amplitude, não se danificando ainda mais como aconteceu no ensaio PA1-N2-E1. No entanto, atingiu-se a rotura do pilar como se pode observar na evolução do dano durante o ensaio (Figura 5.73).

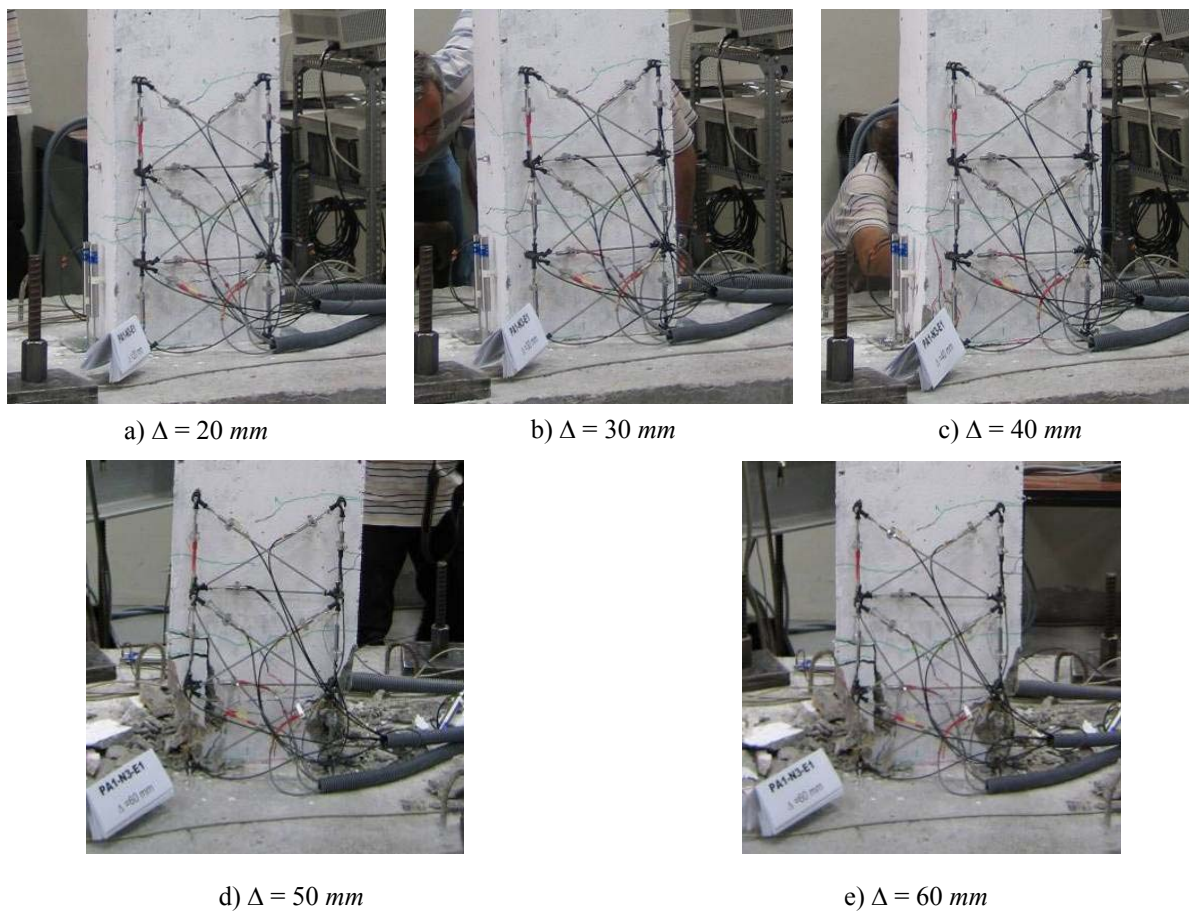


Figura 5.73 - Evolução do dano durante ensaio PA1-N3-E1.

De um modo geral, o provete teve um bom comportamento, salientando-se a rotura do betão por esmagamento nos ciclos de 30 mm de deslocamento. As fissuras estiveram muito bem distribuídas, salientando-se a abertura na secção de interface pilar sapata.

Nesta fase, observou-se uma ligeira imperfeição no fabrico dos provetes, apresentando recobrimento diferente nos dois lados opostos na direcção do ensaio.

O comportamento deste provete é apresentado na Figura 5.74.

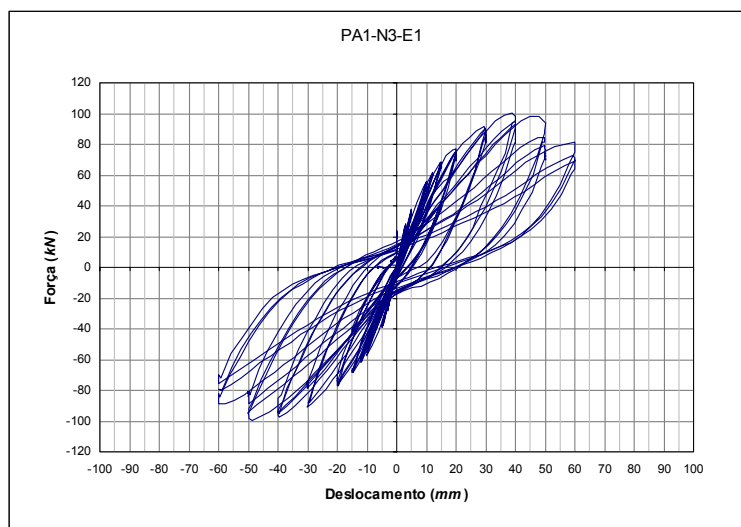


Figura 5.74 - Resposta cíclica do ensaio PA1-N3-E1.

5.10 ENSAIO CÍCLICO DOS PILARES REFORÇADOS E DESCRIÇÃO DAS TÉCNICAS DE REFORÇO APLICADO AOS PILARES ENSAIADOS

Os pilares reforçados foram instrumentados com LVDTs tal como descrito em 5.7.1, impondo-se as mesmas histórias de deslocamentos que os provetes não reforçados, passando-se a descrever os aspectos mais relevantes observados em cada ensaio.

5.10.1 Filosofia de Reforço

Antes de um reforço sísmico existem duas decisões fundamentais a ter em conta.

Com base nos resultados da avaliação sísmica detalhada de acordo com os princípios de dimensionamento sísmico, é necessário avaliar se o risco calculado de danos ou rotura garantem a segurança. Esta decisão é geralmente relativa, dependendo da comparação com outras estruturas que foram consideradas para o reforço sísmico e dos recursos financeiros disponíveis. No caso de uma decisão a favor do reforço, dever-se-á definir o nível de intervenção sobre a estrutura a reforçar. Idealmente, essa decisão é baseada numa análise de custos-benefícios. Pode ser possível reduzir consideravelmente o risco sísmico por

intervenções ao nível das juntas de movimento. Uma redução adicional pode ser através de um reforço dos pilares, sapatas e talvez um pouco a superestrutura e sendo conseguido apenas a custos consideráveis.

Existe, entretanto, o caso de ser feito um reforço total para os actuais padrões de desempenho sísmico esperados para novas estruturas. Primeiro, a análise custo-benefício é uma ciência imperfeita e, a possibilidade de consideráveis erros na avaliação do período de retorno do nível de reforço deve ser considerado. Segundo, embora a análise de custo-benefício poder ser percebido como sendo relativamente sofisticado e útil como uma ferramenta de estatística quando aplicada a grande inventário de pontes, o publico em geral não partilha o mesmo nível de sofisticação quando se trata de desastres. A rotura aquando da ocorrência de um sismo de uma ponte que foi dimensionada atendendo ao sismo de moderado nível de risco será visto pelo público, e a comunidade em particular, como inaceitável quando é estabelecido que a ponte deveria ter sido dimensionada para um nível em que se assegurasse vidas.

O público espera que seja protegido de perdas de grande escala associado a catástrofes infrequentes mesmo se o custo amortizado de tais perdas for menor em comparação ao correspondente a muitos mais eventos frequentes, como os acidentes rodoviários. Por esses motivos, é importante a necessidade de reforço de estruturas para minimizar riscos de perdas humanas e bens imóveis.

Neste âmbito, procurou-se avaliar a eficiência de diferentes soluções de reforço de pilares de betão armado através de um conjunto de ensaios experimentais realizados no LESE. Foram estabelecidas diferentes soluções de reforço que enquadraram reforços com encamisamento com mantas de fibras de carbono e cintas metálicas com e em cantoneiras nos cantos. As soluções de reforço foram concebidas de forma a se obter um ganho em ductilidade, mantendo-se no entanto os mesmos níveis de resistência e de rigidez antes do reforço.

No dimensionamento do encamisamento com mantas de fibras de carbono foram adoptadas os critérios de dimensionamento baseados na proposta de Priestley et al. (1996), que se apresentam no ponto seguinte. As soluções com este critério foram confrontadas com outras propostas (Monti et al., 2001).

5.10.1.1 Critério de Dimensionamento segundo Priestley et al. (1996)

Confinamento para Aumento da Ductilidade de Flexão

Com pilares mal confinados que se prevêem que experimentem grandes rotações não elásticas nas rótulas plásticas, um primeiro objectivo será um dimensionamento para aumentar a ductilidade. Os procedimentos adoptados, que relacionam a razão volumétrica de confinamento com a rotação plástica necessária θ_p , são resumidos nos passos seguintes:

1. Com base na análise plástica de rotura, a rotação plástica necessária θ_p das rótulas plásticas considerada é estabelecida.
2. A curvatura plástica é calculada a partir da expressão

$$\phi_p = \frac{\theta_p}{L_p} \quad (5.4)$$

Sendo o comprimento da rótula plástica dado por

$$L_p = g + 0.044 f_y d_{bl} \quad (f_y \text{ em MPa}) \quad (5.5)$$

onde g é a distância entre o encamisamento e o elemento suportado pelo pilar (neste caso sapata, medido paralelamente ao eixo do pilar), f_y a tensão de cedência da armadura longitudinal e d_{bl} o diâmetro dos varões longitudinais.

3. A curvatura máxima necessária é

$$\phi_m = \phi_y + \phi_p \quad (5.6)$$

onde a curvatura equivalente bilinear ϕ_y pode ser obtida a partir da análise da curva momento-curvatura, ou da equação $\phi_y h = 2.14 \varepsilon_y \pm 10\%$

4. A extensão máxima de compressão (ε_{cm}) é dada por

$$\varepsilon_{cm} = \phi_m c \quad (5.7)$$

onde c é a profundidade do eixo neutro (obtido a partir dos cálculos de resistência à flexão ou da análise momento-curvatura).

5. A razão volumétrica de confinamento, ρ_s , é dada por

$$\rho_s = \varphi_j \varepsilon_{cm} \quad (5.8)$$

onde φ_j é uma relação dependente dos materiais entre a extensão última de compressão e a razão volumétrica de confinamento do encamisamento. Para encamisamentos de aço, esta pode ser conservativamente considerada como

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_s f_{yh} \varepsilon_{su}}{f'_{cc}} \quad (5.9)$$

em que: ε_{cu} – extensão última de compressão no betão;

ε_{su} – extensão última do aço.

No caso de encamisamentos rectangulares compósitos, os quais apresentam uma maior eficácia relativamente aos encamisamentos de aço, a extensão última de compressão no betão (ε_{cu}) é dada pela seguinte equação obtida por via experimental:

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.25 \rho_s f_{uj} \varepsilon_{uj}}{f'_{cc}} \quad (5.10)$$

onde ρ_s é calculado através da equação (5.11).

f_{uj} – tensão última de tracção do material compósito de reforço (encamisamento);

ε_{cu} – extensão última de tracção do material compósito (encamisamento).

$$\rho_s = 2t_j \left[\frac{b+h}{bh} \right] \quad (5.11)$$

sendo b e h as dimensões da secção do pilar.

A espessura de encamisamento compósito para pilares rectangulares pode ser calculado com a fórmula seguinte:

$$t_j = \frac{0.4(\varepsilon_{cu} - 0.004) f'_{cc}}{f_{ju} \varepsilon_{ju}} \left[\frac{bh}{b+h} \right] \quad (5.12)$$

sendo f'_{cc} calculado a partir da equação (5.13) (Mander et al., 1988)

$$\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} = 2.254 \sqrt{1 + 7.94 \frac{f_l}{f'_{co}}} - 2 \frac{f_l}{f'_{co}} - 1.254 \quad (5.13)$$

A tensão efectiva lateral de confinamento, f'_l , é calculado pelas relações:

$$\begin{aligned} f'_{lx} &= K_e \rho_x f_{yh} \\ f'_{ly} &= K_e \rho_y f_{yh} \end{aligned} \quad (5.14)$$

K_e é um coeficiente de eficácia de confinamento, relacionando a área mínima do núcleo efectivamente confinado com a área nominal do núcleo limitado pela linha central das cintas periféricas (Mander et al., 1988) os valores típicos de K_e são 0.95 para secções circulares, 0.75 para secções rectangulares e 0.6 para paredes rectangulares.

Por causa de dados limitados para encamisamentos rectangulares em pilares, e também pelo aumento da probabilidade de encurvadura dos varões longitudinais, os encamisamentos apenas devem ser usados para pilares com:

- esforço axial $P \leq 0.15 f'_{co} A_g$
- percentagem de armadura longitudinal $\rho_l \leq 0.03$ e,
- pilares com $\frac{M}{Vh} \leq 3$.

5.10.1.2 Dimensionamento do Reforço com Encamisamento CFRP do Provete PA1-N1 segundo Priestley et al. (1996)

Admitindo $\Delta_p = 50 \text{ mm}$ (deslocamento no ponto de aplicação da carga horizontal)

$$\theta_p = \frac{\Delta_p}{L} = \frac{50}{1600} = 0.03125 \text{ (rotação plástica do pilar)}$$

Considerando $g = 51 \text{ mm}$, calcula-se o comprimento da rótula plástica a partir da equação (5.5), isto é:

$$L_p = g + 0.044 f_y d_{bl} = 51 + 0.044 * 460 * 12 = 293.88 \text{ mm}$$

Isto é, $L_p = 294 \text{ mm}$

A curvatura plástica será obtida a partir da equação (5.4),

$$\phi_p = \frac{\theta_p}{L_p} = \frac{0.03125}{0.294} = 0.106293 / m$$

Da análise preliminar de momento-curvatura, obteve-se uma curvatura elástica

$$\phi_y = 0.0184 / m$$

A curvatura máxima será a soma das duas curvaturas acima referidas.

$$\text{Assim, } \phi_m = \phi_y + \phi_p = 0.0184 + 0.106293 = 0.124693 / m$$

Profundidade do eixo neutro $c = 100 \text{ mm}$,

$$\text{Tem-se, } \varepsilon_{cm} = \phi_m \cdot c = 0.124693 \cdot 0.100 = 0.012469$$

Para o cálculo da tensão do betão confinado f'_{cc} , calcula-se previamente a pressão de confinamento exercida pelos estribos f'_l (equação (5.14):

$$f'_l = K_e \rho_{st} f_{yh} = 0.75 \cdot 0.002133 \cdot 750 = 1.19981 \text{ MPa}$$

E através da equação (5.13), fórmula de Mander et al. (1988), tem-se:

$$\frac{f'_{cc}}{f'_c} = 2.254 \sqrt{1 + 7.94 \frac{f'_l}{f'_{co}}} - 2 \frac{f'_l}{f'_{co}} - 1.254$$

$$\frac{f'_{cc}}{f'_c} = 2.254 \sqrt{1 + 7.94 \frac{1.19981}{43}} - 2 \frac{1.19981}{43} - 1.254 = 1.18$$

$$f'_{cc} = 1.18 f'_c = 1.18 \cdot 43 = 50.74 \text{ MPa}$$

E recorrendo à equação (5.12), a espessura do encamisamento com mantas de carbono será:

$$t_j = \frac{0.4(\varepsilon_{cu} - 0.004) f'_{cc}}{f_{ju} \varepsilon_{ju}} \left[\frac{b h}{b + h} \right]$$

$$t_j = \frac{0.4(0.012469 - 0.004) 50.74}{3800 \cdot 0.0155} \left[\frac{200 \cdot 400}{200 + 400} \right] = 0.389 \text{ mm}$$

A zona a reforçar com o confinamento é o maior valor entre a dimensão h da secção transversal no sentido da actuação da força horizontal e o produto de $0.25 \cdot L$ (Priestley et al., 1996), sendo L o comprimento do pilar, isto é:

$$L_j \geq \max \begin{cases} h = d = 40 \text{ cm} \\ 0.25 L = 0.25 * 160 = 40 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow L_j \geq 40 \text{ cm}$$

Para o presente caso, adoptou-se uma altura de encamisamento igual a $L_j = 50 \text{ cm}$.

Todas as condições para a aplicabilidade do encamisamento com materiais compósitos foram satisfeitas.

Entretanto, o dimensionamento do encamisamento CFRP com outras metodologias conduziu a resultados semelhantes, como é o caso do dimensionamento segundo Monti et al. (2001).

5.10.2 Ensaio PA1-N1-R1 – Reforço com Mantas de Fibras de Carbono (Encamisamento CFRP)

Esta secção reporta o ensaio PA1-N1-R1 correspondente ao ensaio da solução de reforço com mantas de fibras de carbono (encamisamento CFRP) do provete PA1-N1. O reforço foi executado no provete danificado no ensaio anterior (PA1-N1-E1, ver Figura 5.64). Descrevem-se em seguida os procedimentos principais utilizados na reparação e reforço deste pilar.

Referir que os trabalhos de reparação e reforço foram executados por funcionários de uma empresa especializada segundo as condições e técnicas utilizadas em obra.

Neste contexto, para a reparação procedeu-se de acordo com as seguintes etapas:

- Delimitação da zona de reparação
- Remoção do betão delaminado/degradado
- Saneamento da armadura longitudinal
- Aplicação da cofragem e execução da betonagem
- Reforço com mantas de fibras de carbono

5.10.2.1 Delimitação da Zona de Reparação

A zona a reparar será toda a extensão danificada, sendo definida após uma cuidadosa inspecção do elemento a reparar. O betão destacado, bem como as fendas e fissuras desenvolvidas durante os ensaios, abrangiam uma extensa zona compreendida entre a sapata até cerca de 25 *cm* acima desta (Figuras 5.75 a 5.77). Assim, neste caso, delimitou-se a zona de reparação até 30 *cm* acima da sapata, através de uma ranhura efectuada em todo o perímetro do pilar (Figura 5.78).



Figura 5.75 - Vista geral do provete PA1-N1 antes da reparação e reforço.



Figura 5.76 - Aspecto da zona danificada após os ensaios cíclicos.



Figura 5.77 - Vista das armaduras longitudinais encurvadas e rompidas.



Figura 5.78 - Zona delimitada e início do corte.

5.10.2.2 Remoção do Betão Degradado

Esta operação tem como objectivo a remoção do betão destacado e desagregado até se atingir a camada resistente e coesa. Para tal, efectuou-se a picagem com martelo eléctrico da zona a reparar, retirando-se todo o betão delaminado e fissurado até o operador alcançar o betão resistente (Figuras 5.76 e 5.77).

Por outro lado, essa etapa visa também a libertação das armaduras longitudinais dos cantos para o seu posterior tratamento.

Neste caso, foi necessário remover todo o betão da zona delimitada por existirem fissuras que reduziam a sua resistência e, consequentemente, reduziria a eficácia da reparação.



Figura 5.79 - Início da remoção do betão destacado com auxílio de um martelo eléctrico.



Figura 5.80 - Remoção total do betão fissurado e destacado da zona delimitada.

Foram executados dois orifícios nas duas faces opostas do pilar e imediatamente acima da zona delimitada (Figura 5.81), para posterior colocação do microbetão de reparação.



Figura 5.81 - Aspecto final depois da remoção do betão destacado e a posição dos negativos para a betonagem.

5.10.2.3 Saneamento da Armadura Longitudinal

Os quatro varões longitudinais dos cantos entraram em cedência numa fase inicial do ensaio e, posteriormente, nos ciclos de maior intensidade, quando o betão de recobrimento começou a esmagar, verificou-se a encurvadura desses mesmos varões de uma forma bastante acentuada (Figura 5.77), salientando-se que na fase final do ensaio foi atingida inclusivamente a sua rotura por tracção, excepto um desses varões que apesar de ter uma fenda bem visível, não chegou a romper na totalidade. Os dois varões centrais da armadura longitudinal não foram reforçados.

- Com auxílio de um martelo, efectuou-se o alinhamento das armaduras, cortando-se cerca de 2 a 4 *cm* da zona em que verificou a encurvadura e ruptura, para facilitar o alinhamento e posterior empalme, bem como para evitar o contacto das extremidade durante o ensaio experimental (Figura 5.82).
- Utilizando um berbequim e com uma broca de 16 *mm* de diâmetro, fez-se a furação nos quatro cantos do pilar na sapata com uma profundidade de 20 a 25 *cm* (Figura 5.83).
- A limpeza dos varões consistiu na remoção de fios e borrachas que protegiam os extensómetros colados nos varões longitudinais.
- O comprimento dos varões de reforço foi igual a 50 *cm*, fazendo-se a dobragem destes de forma a facilitar o empalme (Figura 5.84).
- Com varões de 12 *mm* de diâmetro, descritos no ponto anterior, realizou-se o empalme das armaduras de reforço com fixação num ponto (Figura 5.85), nas armaduras provenientes da sapata, amarrando-se em dois ou três pontos acima de cada varão existe no pilar, através de “arame queimado” (Figura 5.86). Na Figura 5.87 ilustra-se o pormenor do empalme e na Figura 5.88 pode-se avaliar o aspecto final dos varões empalmados.
- Utilizando o sistema de aplicação de resina epóxida com cartuchos duplos (STAPOX R.P.C.), efectuou-se a selagem dos varões de reforço. STAPOX R.P.C. é um sistema inovador de embalagem, doseamento, mistura e aplicação de resina de dois componentes, dispensando a necessidade de pesagem e de mistura manual, reduzindo desta forma o desperdício de material, e facilitando deste modo a aplicação da resina. O sistema STAPOX R.P.C. é composto por: (a) **cartucho**

duplo de polipropileno reforçado, mantendo a resina base e o endurecedor separados, até ao momento da sua utilização; (b) **misturador estático standard** – dispositivo que consiste num tubo plástico transparente provido de uma zona mais larga, por onde entra a resina, e de um bico de saída. À medida que os dois componentes são bombados através deste misturador, são sucessivamente divididos e recombinaos pelos elementos plásticos interiores, assegurando uma correcta mistura; e (c) **pistola manual** onde se encaixa o cartucho duplo e facilita a aplicação da resina. Neste caso particular, utilizou-se a versão STAPOX AS R.P.C. para selagem de chumbadouros, pernes, buchas, varões de aço, etc.

- Selagem dos varões de reforço na sapata com resina epóxida (Figura 5.89).
- Picagem da base do pilar de forma a tornar a superfície adequada para a betonagem.



Figura 5.82 - Corte das armaduras longitudinais de canto para o alinhamento e empalme.



Figura 5.83 - Furação para a armadura de reforço.



Figura 5.84 - Dobragem dos varões.



Figura 5.85 - Colocação das armaduras de reforço e alinhamento dos varões.



Figura 5.86 - Reposição do estribo e sua ligação aos varões de reforço.



Figura 5.87 - Pormenor do empalme.



Figura 5.88 - Aspecto final das armaduras depois da execução do empalme.



Figura 5.89 - Injecção da resina para a selagem dos varões de reforço na sapata.

5.10.2.4 Aplicação da Cofragem e Betonagem

Antes da aplicação da cofragem teve-se o cuidado de se verificar a verticalidade do pilar. Assim, orientou-se o pilar garantindo-se que este se mantivesse na vertical. Em seguida, procedeu-se à aplicação da cofragem em chapas metálicas galvanizadas e à selagem das juntas com betume de pedra, antecedida da humedificação das superfícies do betão e das armaduras. A betonagem foi executada com argamassa de microbetão (Microbeton BS 91 ANCORA, um produto fabricado pela TECNOCHEM) sendo misturada numa dosagem de cerca de 3 litros de água para 25 kg de microbetão.

O microbetão é um produto pronto a utilizar que, após misturado com a água é perfeito para injeção; depois de curado, transforma-se num betão de reparação de alta qualidade com excelente aderência, durabilidade e resistência mecânica extremamente elevada (35 MPa, no 1º dia e 80 MPa aos 28 dias), praticamente sem retracção e auto-campactável. Um dia após a betonagem procedeu-se à selagem dos negativos com argamassa de reparação com características semelhantes às do microbetão.

As Figuras 5.90 a 5.99 ilustram as etapas de aplicação da cofragem e betonagem.



Figura 5.90 - Humidificação das superfícies para a betonagem.



Figura 5.91 - Colocação da cofragem assegurando a verticalidade.



Figura 5.92 - Selagem das juntas com betume de pedra.



Figura 5.93 - Preparação da mistura (Microbetão).



Figura 5.94 - Mistura do microbetão.



Figura 5.95 - Execução da betonagem.

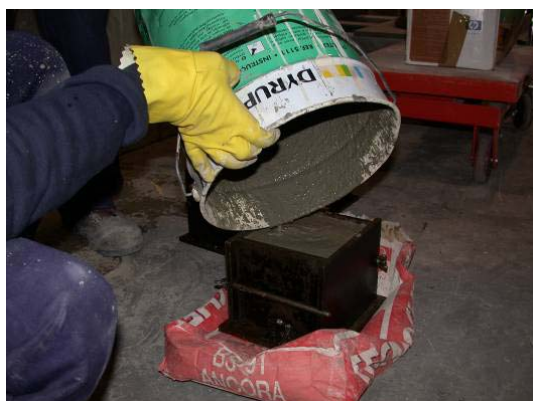


Figura 5.96 - Enchimento do provete cúbico.



Figura 5.97 - Provete cúbico de microbetão.



Figura 5.98 - Aspecto final após a betonagem.



Figura 5.99 - Selagem dos negativos que auxiliaram a betonagem (24 horas depois).

5.10.2.5 Reforço com Mantas de Fibras de Carbono

A descofragem foi realizada dois dias após a betonagem nos seguintes modos:

- Remoção dos esticadores e parafusos.
- Remoção das chapas de cofragem (Figuras 5.100 e 5.101).
- Remoção da selagem (betume de pedra) que ficou na base do pilar através de picagem (Figura 5.102).

Feita a descofragem, delimitou-se a zona de intervenção, até 50 *cm* acima da base do pilar.

Em seguida, procedeu-se a preparação das superfícies:

- Com auxílio de uma mó diamantada (Figura 5.103), procedeu-se à remoção da pintura das faces do pilar com vista a uniformização e preparação das superfícies para a aplicação das resinas e mantas (Figura 5.104). Esta operação é de grande importância para a boa aderência entre a resina e o betão que se traduz no bom funcionamento do elemento reforçado.

- Arredondamento (boleamento) dos cantos para a protecção da manta (Figura 5.105).
- Limpeza com pincel e aspirador das faces tratadas (Figura 5.106). Na Figura 5.107 pode-se ver o aspecto final da superfície preparada.



Figura 5.100 - Cofragem usada.



Figura 5.101 - Remoção da cofragem.



Figura 5.102 - Remoção da selagem por picagem.



Figura 5.103 - A mó utilizada na preparação da superfície.



Figura 5.104 - Preparação da superfície.



Figura 5.105 - Arredondamento (boleamento) das arestas.



Figura 5.106 - Limpeza da zona preparada com aspirador.



Figura 5.107 - Aspecto final da zona preparada após a limpeza.

Em seguida realizou-se o reforço do pilar provete através de um encamisamento com mantas de fibras de carbono colados com resina. Na Figura 5.108 ilustra-se a preparação da resina primária e a sua posterior aplicação nas faces tratadas do betão (Figura 5.109). A Figura 5.110 ilustra o aspecto final após a aplicação da resina primária.



Figura 5.108 - Mistura da resina primária.



Figura 5.109 - Aplicação da resina primária.



Figura 5.110 - Aspecto final após a aplicação da resina primária.



Figura 5.111 - Rolo da manta de fibra de carbono unidirecionais (MBrace).

O encamisamento do provete foi efectuado com o sistema MBrace que consiste no uso de compostos com fibras de reforço (carbono no presente caso) para reforço estrutural. Esta tecnologia baseia-se na impregnação e aderência da fibra através de um sistema completo de resinas.

Para a etapa seguinte, espera-se, pelo menos, cerca de 45 minutos, preparando-se a resina saturante ou impregnante a uma proporção em volume de 1:3, sendo para o presente caso misturado 200 *ml* de catalizador e 600 *ml* de saturante, perfazendo 800 *ml* de resina saturante (Figuras 5.112 -5.115). A resina saturante foi misturada com um misturador eléctrico durante o tempo necessário para se obter uma mistura homogénea e de coloração uniforme (Figura 5.116).

Deste modo, procedeu-se à:

- Aplicação da resina saturante com rolo de superfície rugosa (Figura 5.117).
- Aplicação das mantas de forma desfasada em altura e lado. Assim, a aplicação das mantas de fibras de carbono foi efectuada em camadas descontínuas; a primeira camada (Figuras 5.119 a 5.121) foi colocada na extremidade inferior da zona a

reforçar e, teve-se o cuidado de se sobrepor cerca de 20 *cm* na face Este e, a camada superior teve a sobreposição na face Oeste, com o mesmo comprimento de sobreposição (Figuras 5.122 e 5.123). Salienta-se a sobreposição entre as camadas inferior e superior, que foi de 10 *cm*, uma vez que se utilizaram mantas de fibra de carbono CF120 (S&P240),

Nesta fase, são sempre necessários dois operários de forma a manter a manta esticada durante a aplicação da manta na superfície do betão previamente impregnada com a resina. Nas camadas subsequentes à primeira, a técnica de aplicação é idêntica, espalhando-se previamente a resina e aplicando depois a manta, sempre ligeiramente traccionada. O acabamento consiste numa “pintura” de resina de forma a homogeneizar a superfície (Figura 5.124). A Figura 5.125 ilustra o aspecto final da zona reparada e reforçada.



Figura 5.112 - Medição e corte da manta.



Figura 5.113 - Aspecto do saturante antes da mistura com catalizador.



Figura 5.114 - Recipiente contendo catalizador.



Figura 5.115 - Adição da resina saturante ao catalizador.



Figura 5.116 - Mistura da resina saturante e catalizador.



Figura 5.117 - Aplicação da resina saturante.



Figura 5.118 - Aspecto final após a aplicação do saturante.



Figura 5.119 - Aplicação da primeira camada de manta de fibra de carbono.



Figura 5.120 - Aplicação da primeira camada: cuidados em manter a manta esticada.



Figura 5.121 - Finalização da aplicação da primeira camada, salientando-se a sobreposição de 20 *cm*.



Figura 5.122 - Início da aplicação da primeira camada superior da manta na face oposta ao início da camada inferior.



Figura 5.123 - Pormenor de aplicação: esticamento da manta.



Figura 5.124 - “Pintura” de acabamento depois da aplicação das três camadas.



Figura 5.125 - Aspecto final do encamisamento com mantas de fibra de carbono.

5.10.2.6 Resultados do Ensaio PA1-N1-R1

Este ensaio foi realizado nas mesmas condições que o PA1-N1-E1, observando-se:

- As condições de carregamento implementadas para este ensaio foram idênticas às do ensaio do modelo PA1-N1-E1, nomeadamente, esforço axial inicial igual a 170 kN (correspondente a 68 bar no manómetro do reservatório do actuador vertical), seguindo a mesma lei de variação que o ensaio PA1-N1-E1.
- Realização da primeira série de três ciclos com deslocamento no ponto de aplicação da carga $\Delta=3\text{ mm}$; não se registaram danos visíveis no provete.
- Realização das séries seguintes, igualmente com três ciclos cada uma, com deslocamentos iguais a 5 e 10 mm ; nessa fase, marcaram-se as primeiras fendas (cor verde).
- Em seguida, procedeu-se à realização de 5 séries de três ciclos com deslocamentos iguais a 4, 12, 15, 7 e 20 mm ; marcou-se então, a azul, as novas fendas observadas, bem como o desenvolvimento das primeiras fendas. As fendas registadas nesta fase tiveram uma abertura aproximadamente igual a 1 mm .
- Finalmente, realizaram-se as outras 5 séries de igual número de ciclos, com deslocamentos de 30, 40, 50, 60 e 70 mm .
- Realizou-se apenas um semi-ciclo de 80 mm , finalizando-se o ensaio.

A Figura 5.126 ilustra a história de deslocamentos imposto no topo do pilar durante o ensaio.

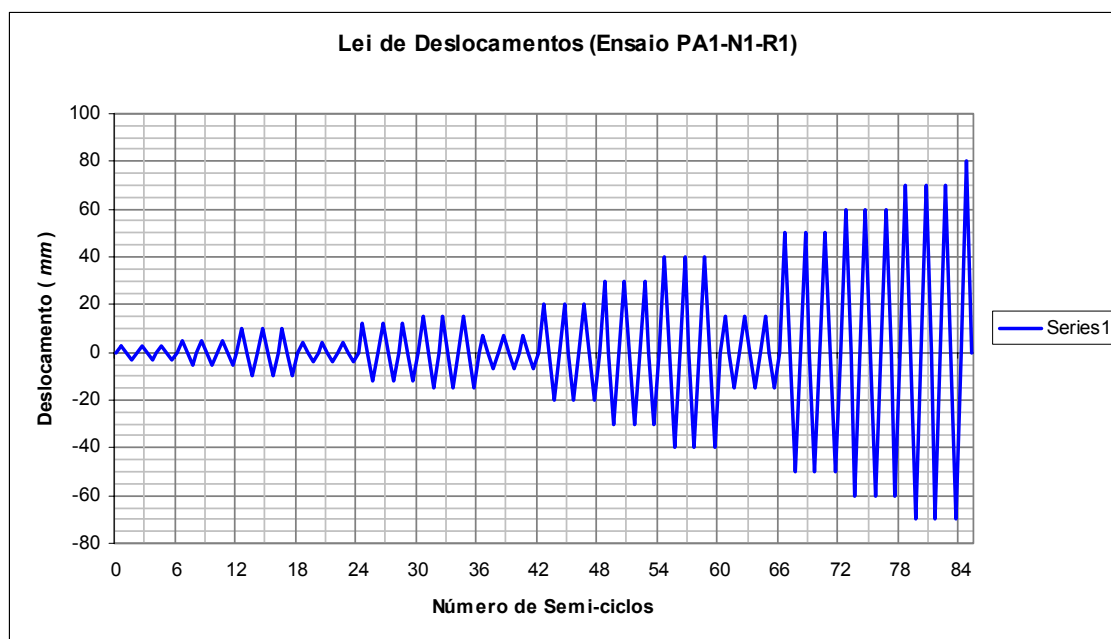


Figura 5.126 - História de deslocamentos aplicada no ensaio PA1-N1-R1.

Na Figura 5.127 pode observar-se o aspecto do provete antes e depois do ensaio, depois da rotura do encamisamento CFRP.



Figura 5.127 - Vista do pilar no início (esquerda) e no final (direita) do ensaio.

Durante o ensaio observou-se uma boa distribuição das fendas, tal como se pode ver na Figura 5.128 que traduz a evolução do dano ao longo do ensaio.

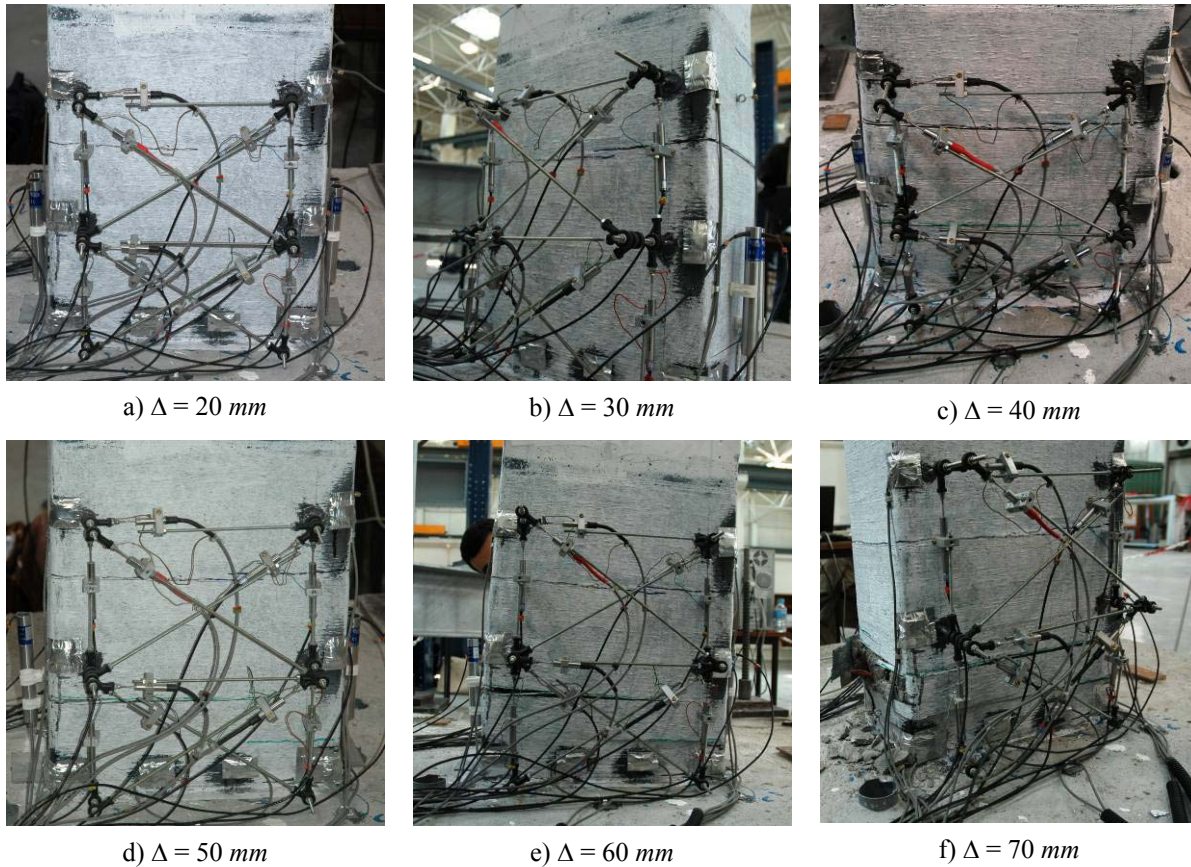


Figura 5.128 - Evolução do dano durante o ensaio PA1-N1-R1.

Na Figura 5.129 apresenta-se a resposta do comportamento cíclico do provete PA1-N1 após o primeiro reforço com mantas de CFRP obtido no ensaio PA1-N1-R1.

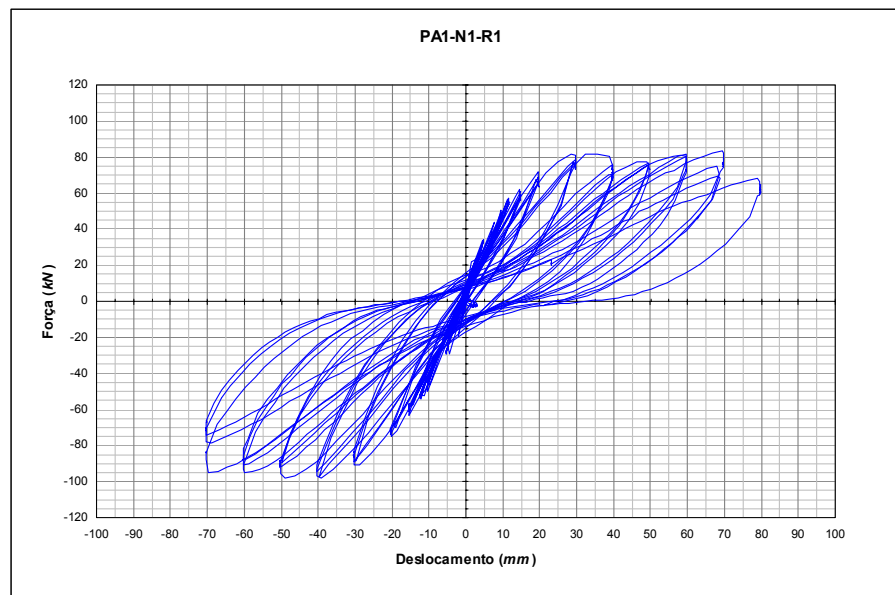


Figura 5.129 - Resposta do provete PA1-N1 após o primeiro reforço com encamisamento CFRP.

5.10.3 Ensaio PA1-N1-R2 – Reparação com Microbetão e Empalme de Armaduras

Fez-se o reforço do provete PA1-N1 depois do ensaio com reforço ou seja PA1-N1-R1. Utilizou-se só o betão sem encamisamento CFRP.

Mais uma vez, o modelo PA1-N1 foi reforçado tal como descrito no ponto 5.10.3, sendo realizada a instrumentação com LVDTs ao longo da sua altura igual à apresentada em 5.7.1. As etapas do ensaio deste modelo podem ser resumidas da seguinte maneira:

- As condições de carregamento implementadas para este ensaio foram idênticas às do ensaio do modelo PA1-N1-E1, nomeadamente, esforço axial inicial igual a 170 kN (correspondente a 68 bar no manómetro do reservatório do actuador vertical) e mesma lei de variação.
- Inicialmente, teve lugar um pushover até um deslocamento $\Delta=25 \text{ mm}$, não se registando danos significativos no provete, surgindo apenas algumas fendas superficiais.

- Realização da primeira série de três ciclos com deslocamento no ponto de aplicação da carga $\Delta=3 \text{ mm}$; não se registaram danos visíveis no provete.
- Realização das séries seguintes, igualmente com três ciclos cada uma, com deslocamentos iguais a 5 e 10 mm ; nessa fase, marcaram-se as primeiras fendas (cor verde).
- Em seguida, procedeu-se a realização de 5 séries de três ciclos com deslocamentos iguais a 4, 12, 15, 7 e 20 mm ; marcaram-se então, a azul, as novas fendas observadas, bem como o desenvolvimento das primeiras fendas. As fendas registadas nesta fase tiveram uma abertura aproximadamente igual a 1 mm .
- Finalmente, realizaram-se as outras 5 séries de igual número de ciclos, com deslocamentos de 30, 40, 50, 60 e 70 mm . Foi-se marcando todas as fendas subsequentes, assim como o desenvolvimento das antigas.

Com este ensaio pretendeu-se avaliar a eficácia do confinamento através do encamisamento com mantas CFRP, bem como avaliar o funcionamento da sobreposição dos varões rompidos. A Figura 5.130 ilustra a história de deslocamentos horizontais imposta no topo do provete durante o ensaio.

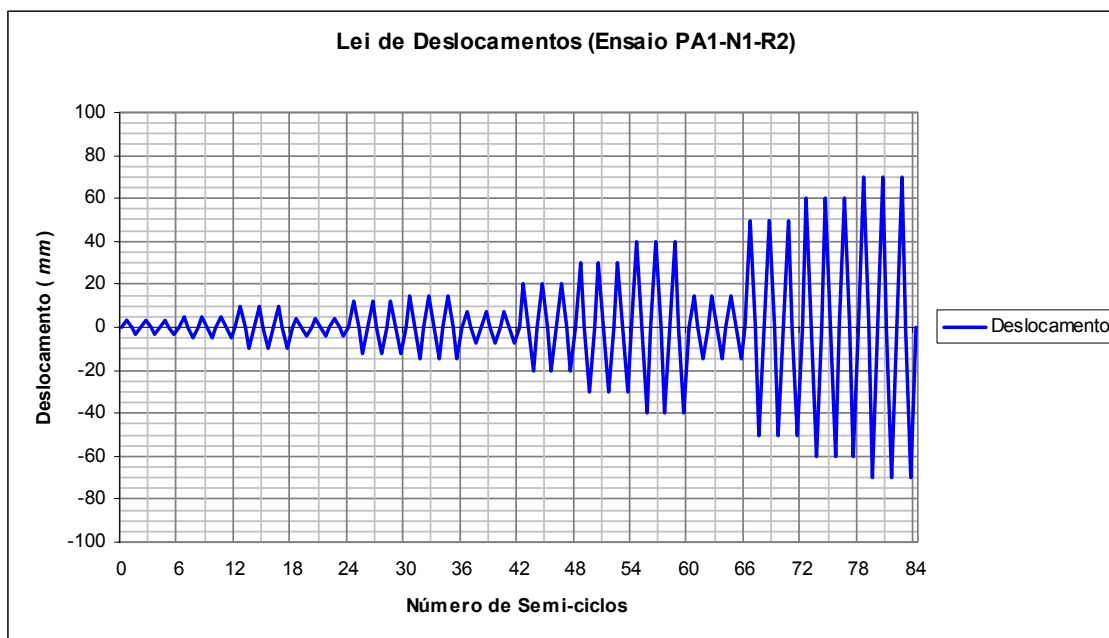


Figura 5.130 - História de deslocamentos aplicada no ensaio PA1-N1-R2.

5.10.3.1 Resultados do Ensaio PA1-N1-R2

Para avaliar a eficácia do encamisamento no modelo PA1-N1, realizou-se uma reparação idêntica à efectuada nas operações do primeiro reforço, sem se efectuar a aplicação das mantas de carbono (ponto 5.10.2). No entanto, como os varões já tinham sido empalmados, desta vez realizou-se apenas a remoção das fibras de carbono e do betão delaminado e fissurado (na mesma zona que o reforço anterior)

Apresenta-se na Figura 5.131 o aspecto do provete antes e depois do ensaio.



Figura 5.131 - Vista do pilar no início (esquerda) e no final (direita) do ensaio.

A Figura 5.132 ilustra a evolução dos danos observados no ensaio.

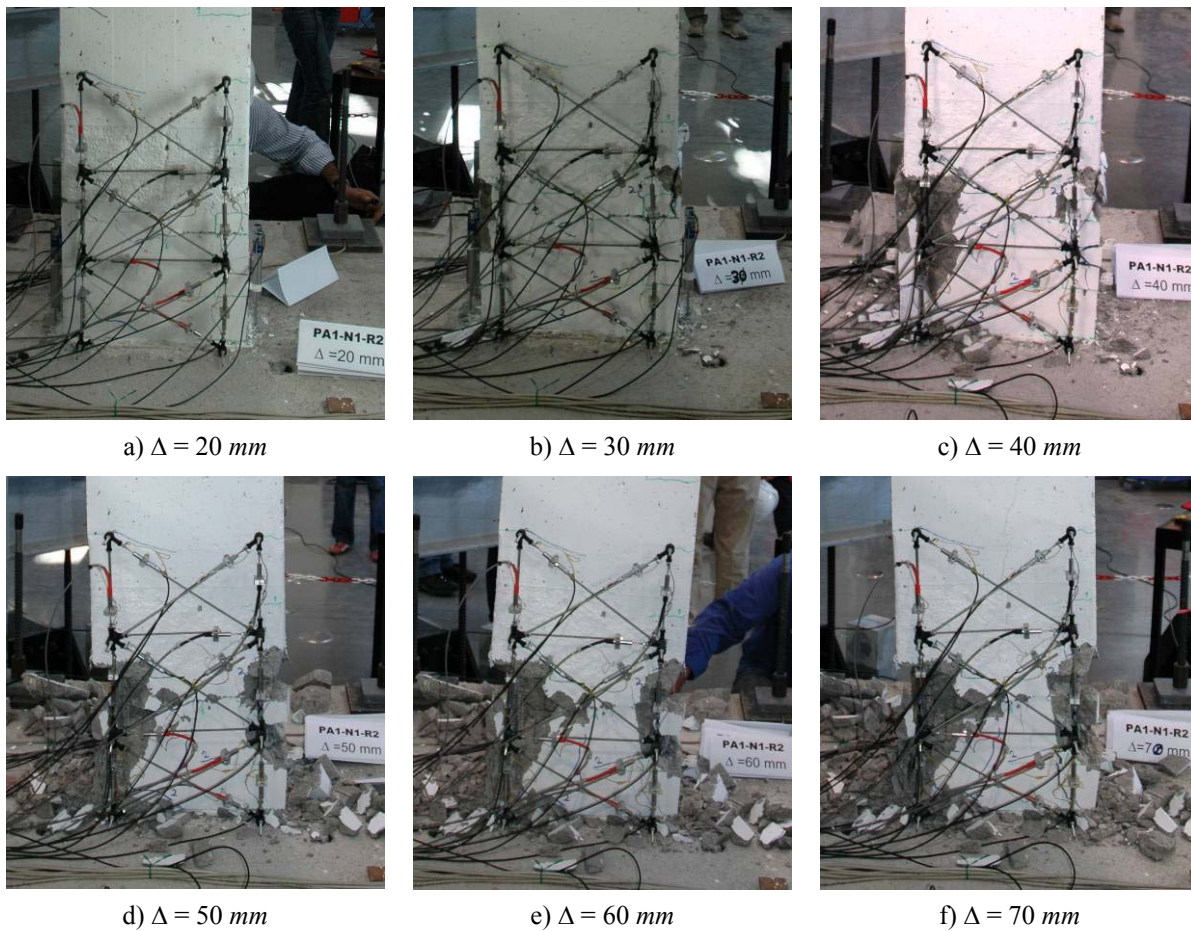


Figura 5.132 - Evolução dos danos do ensaio PA1-N1-R2.

A Figura 5.133 ilustra a resposta cíclica do provete após o reforço descrito no parágrafo anterior.

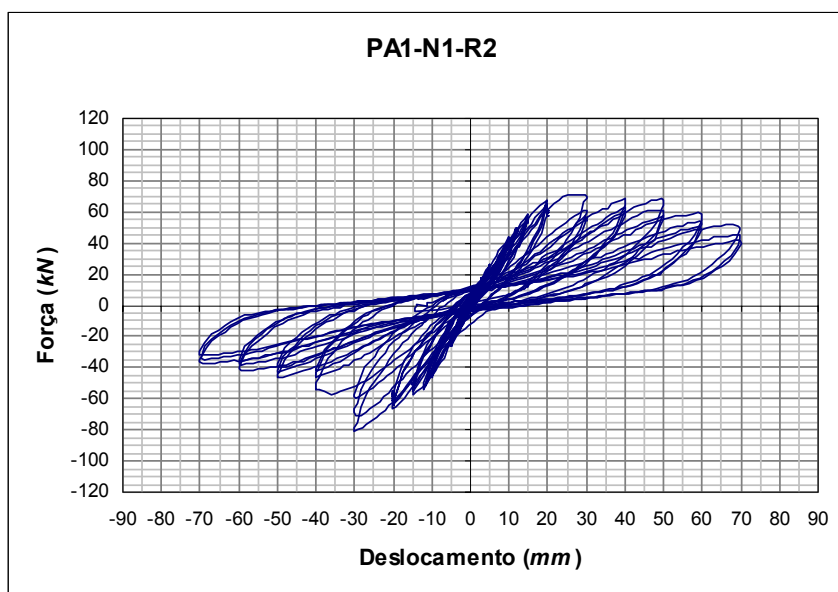


Figura 5.133 - Resposta cíclica do provete PA1-N1 após o segundo reforço.

5.10.4 Ensaio PA1-N1-R3 – Reparação com Microbetão e Armaduras Soldadas

Com o intuito de avaliar a eficácia dos empalmes realizados nos reforços com encamisamento com mantas de fibras de carbono (CFRP) e com microbetão apenas, descritos em 5.10.2 e 5.10.3, mais uma vez, executou-se a reparação do provete PA1-N1, utilizando a mesma técnica de reforço que a realizada em 5.10.3, removendo-se todo o betão degradado (Figura 5.134), executando-se de seguida a soldadura dos varões empalmados nos quatro cantos (Figura 5.135), apertando-se os varões com ajuda de “arame queimado” para facilitar a soldadura.



Figura 5.134 - Aspecto do provete PA1-N1, após a remoção total do betão degradado.



Figura 5.135 - Soldadura dos varões de empalme.

Os varões empalmados foram soldados num comprimento mínimo de cerca de 10 *cm*; a Figura 5.136 ilustra o pormenor dos varões de empalme soldados.



Figura 5.136 - Pormenor dos varões de empalme soldados.

Neste ensaio foi imposto a lei de deslocamentos ilustrado na Figura 5.137.

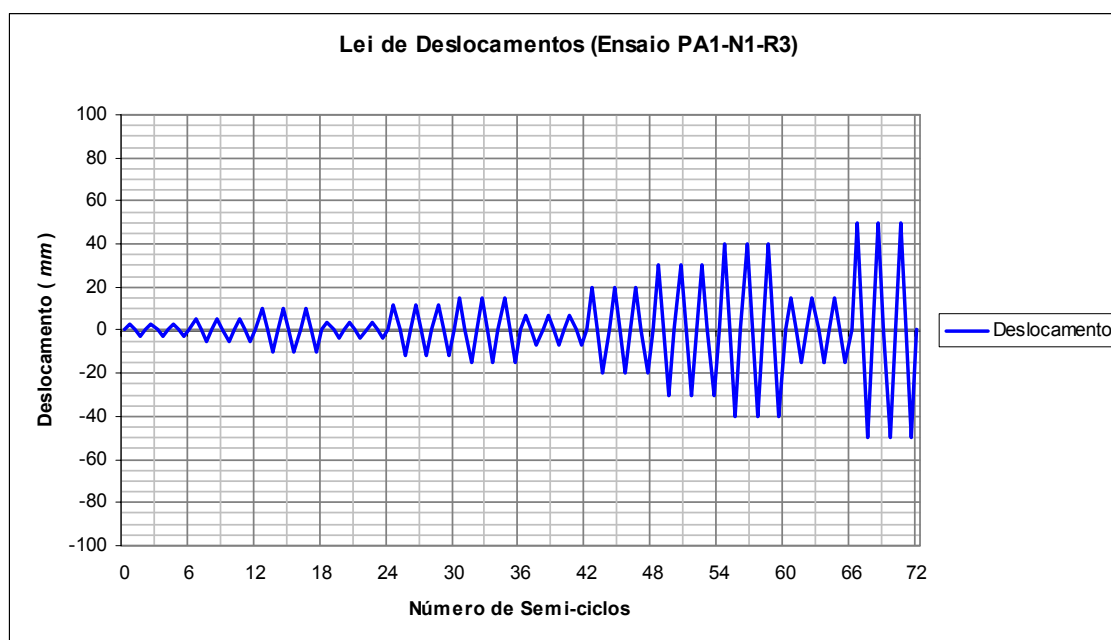


Figura 5.137 - História de deslocamentos aplicada no ensaio PA1-N1-R3.

5.10.4.1 Resultados do Ensaio PA1-N1-R3

Apresenta-se nesta secção os resultados do ensaio do terceiro reforço realizado sobre o provete PA1-N1. Na Figura 5.138 apresenta-se o provete antes e depois do ensaio. Este ensaio terminou com ciclos de 50 *mm* de amplitude, apresentando-se na Figura 5.139 a evolução do dano durante o ensaio; como se pode observar na Figura 5.139, verificou-se neste ensaio uma concentração dos danos no betão na ligação do betão de reforço e o betão inicial resultante da sobreposição da armadura longitudinal soldada e da melhor qualidade do betão de reforço na zona inferior.

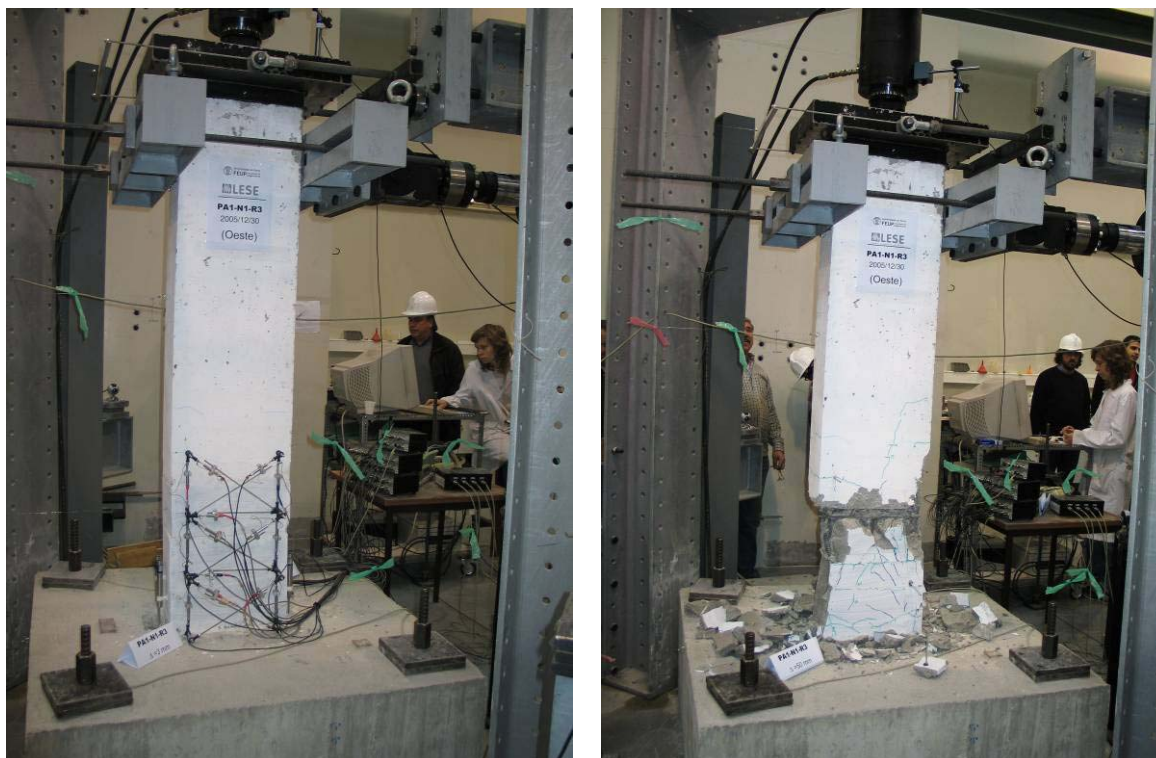


Figura 5.138 - Vista do pilar no início (esquerda) e no final (direita) do ensaio.

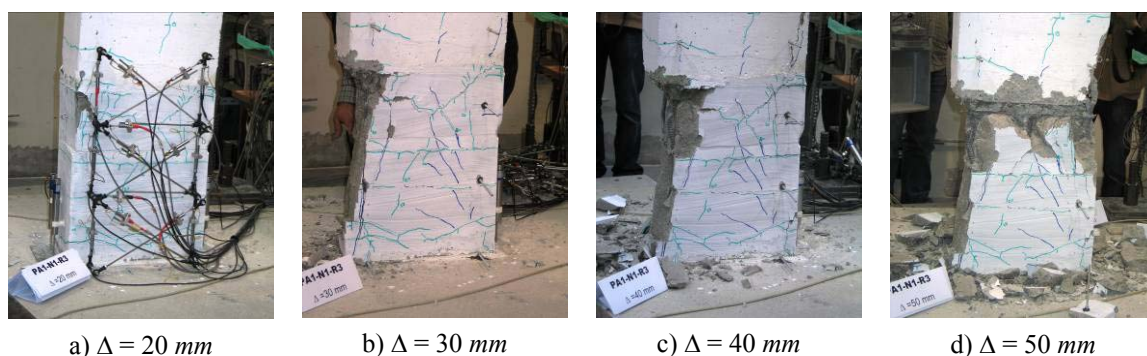


Figura 5.139 - Evolução do dano durante o ensaio PA1-N1-R3.

Tal como se pode ver na Figura 5.140, a soldadura dos varões empalmados melhorou a resposta do provete pois eliminou o escorregamento das armaduras conseguindo-se atingir níveis de forças iguais aos provetes com armadura normal (caso do ensaio PA1-N2-E1, apresentado em 5.9.2.1).

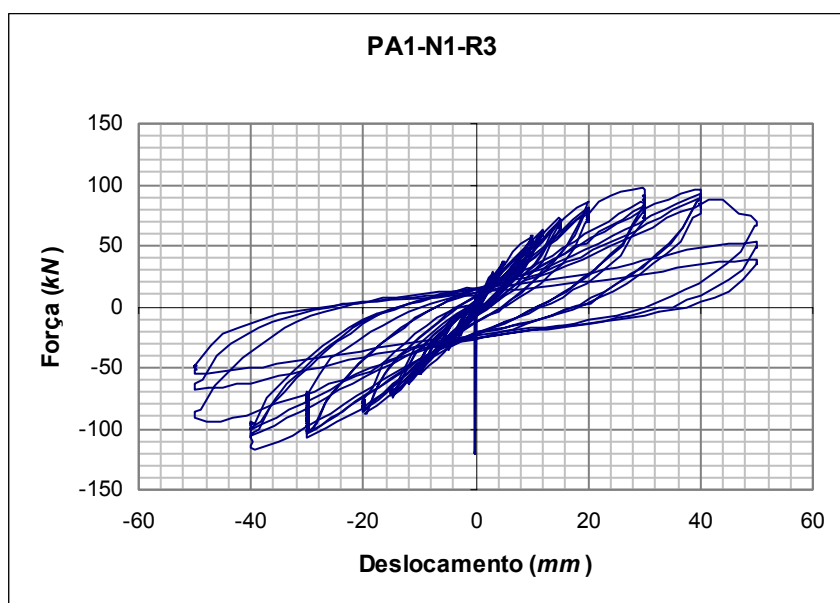


Figura 5.140 - Resposta cíclica do ensaio PA1-N1-R3.

5.10.5 Ensaio PA1-N2-R1 – Reforço com Cintas Metálicas

Depois do ensaio cíclico do provete PA1-N2 sem reforço (ensaio PA1-N2-E1), este foi sujeito a uma intervenção de reforço utilizando confinamento com cintas metálicas. Na reparação do provete, retirou-se todo o betão degradado e procedeu-se ao empalme das armaduras de canto, seguindo-se a betonagem com Microbetão, adoptando-se os mesmos procedimentos descritos na reparação e reforço do provete PA1-N1 (item 5.10.2 - Ensaio PA1-N1-R1 - ver 5.10.2.1 a 5.10.2.4). Em seguida, procedeu-se ao reforço com cintas metálicas em L soldadas no local (ver adiante a Figura 5.142)

Para assegurar a mobilização efectiva e conjunta das cintas e do betão, o vazio foi preenchido com resina epóxida aplicada nos diversos pontos de injeção com ajuda de uma pistola que faz a mistura no bico injector dos dois componentes da resina.

5.10.5.1 Critério de Dimensionamento

A filosofia utilizada para dimensionar o reforço do provete PA1-N2 com cintas metálicas foi de forma a conseguir-se o mesmo deslocamento último mencionado no reforço do provete PA1-N1-R1 (5.10.1.1). Assim, as cintas metálicas foram dimensionadas segundo a proposta de Priestley et al. (1996); calcula-se a espessura do encamisamento metálico como se se tratasse de um reforço contínuo. Obtida a espessura, multiplica-se pela altura do encamisamento chegando-se a uma área total por face (transversal). Para transformar o encamisamento metálico contínuo em cintas, fixou-se uma determinada largura, conseguindo-se uma nova espessura. Estes procedimentos podem ser resumidos nos seguintes passos:

- 1) Usando a aproximação de Priestley, determina-se a espessura do encamisamento metálico a partir da equação (5.15);

$$t_j = \frac{0.4(\varepsilon_{cu} - 0.004)f'_{cc}}{f_{ju} \varepsilon_{ju}} \left[\frac{b h}{b + h} \right] \quad (5.15)$$

- 2) Por questões de facilidade de comparação, o encamisamento metálico terá a mesma altura que o encamisamento CFRP efectuado no provete PA1-N1 (ensaio PA1-N1-R1), isto é, 500 *mm*.
- 3) Assim, a área total por face do encamisamento é obtida pelo produto da espessura e da altura do encamisamento; esta área foi então dividida pelo número de cintas (no presente caso, três);
- 4) Finalmente, fixando uma determinada largura (30 *mm* no presente caso), determinou-se uma nova espessura para as cintas metálicas.

As cintas metálicas foram concebidas em forma de L de forma a serem soldados “in situ” em dois lados para completar a cintagem em três níveis previamente definidos (125 *mm*, 275 *mm* e 425 *mm*, medidos a partir da sapata). O vazio entre as cintas e o provete de betão foi preenchido com resina epóxida de dois componentes a partir dos pontos de injeção marcado nas quatro faces de cada cinta. Para garantir o total preenchimento do espaço entre as cintas e o betão, realizaram-se rasgos, para além dos pontos de injeção, nas arestas para o total preenchimento; assim, quando se efectua uma injeção numa das facetas, o excesso da resina é expelida num ou nos dois pontos de injeção adjacentes.

Desta maneira, efectua-se a injeção noutros pontos, garantindo-se o total preenchimento. Tendo em consideração os procedimentos acima descritos, e atendendo à resistência à compressão do betão na região reparada ter sido $f'_{co} = 68.5 \text{ MPa}$, passando a resistência do betão confinado a ser igual a $f'_{co} = 77 \text{ MPa}$. A resistência última a tracção do aço foi 235 *MPa* para a extensão última igual à 0.15. Tendo em conta as propriedades dos materiais acima descritas, chegou-se a um encamisamento com 0.536 *mm* de espessura, que foi transformada para uma área total transversal de 268 *mm*²; esta área total transversal foi então dividida por três, obtendo-se a área de cada cinta metálica (89.333 *mm*²). Fixando-se uma largura (30 *mm*), uma nova espessura foi calculada, obtendo-se cerca de 3 *mm*.

Nas Figuras 5.141 a 5.148 apresentam-se os procedimentos de reparação e reforço usados no provete PA1-N2.



Figura 5.141 - Preparação da superfície para receber os elementos metálicos.



Figura 5.142 - Soldadura dos elementos metálicos em L para completar a cinta.



Figura 5.143 - Pontos de injeção após a soldadura das cintas metálicas.



Figura 5.144 - Selagem das juntas para a injeção da resina.



Figura 5.145 - Pormenor dos pontos de injeção.



Figura 5.146 - Pistola e cartuchos de dois componentes para injeção.

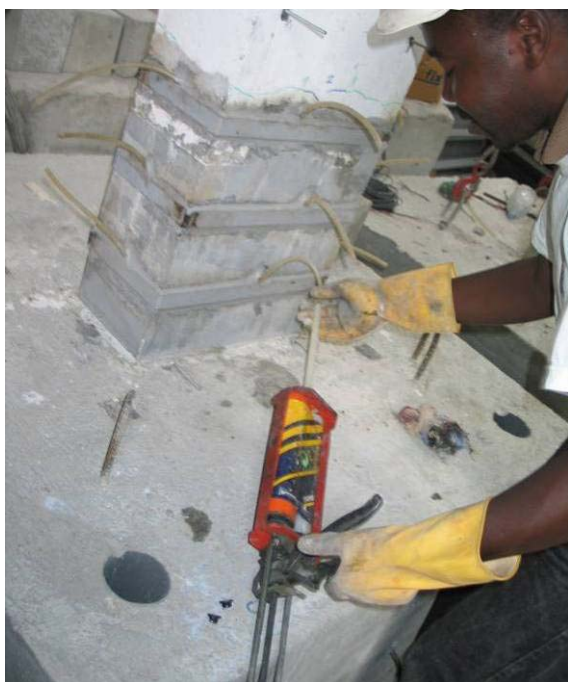


Figura 5.147 - Injeção da resina epóxida através dos pontos previamente marcados.



Figura 5.148 - Aspecto final após a injeção da resina epóxida.

5.10.5.2 Resultados do Ensaio PA1-N2-R1

Deste ensaio, destacam-se as seguintes observações:

- Surgimento das primeiras microfissuras marcadas a verde, distribuídas ao longo do comprimento reparado e reforçado (depois dos ciclos de 3, 5 e 10 *mm*);
- Início de marcação de fendas a azul (ciclos de 15 *mm*).
- Paragem do ensaio para ajuste do torpedo no fim do 3º ciclo de +15 *mm*, notando-se a propagação das fendas marcadas a verde (fendas com aproximadamente 0.1 - 0.2 *mm*).
- Último ciclo de -20 *mm* progressão das fendas, evidenciando-se junto à base com aproximadamente 0.3 *mm*.
- Último ciclo de +40 *mm* registo de destacamento do betão de recobrimento nos cantos (por compressão), enquanto no ciclo -40 *mm* o betão estava praticamente intacto; note-se que no ciclo +40 *mm*, a fenda junto à base media cerca de 0.5 *mm*.
- Agravamento do destacamento do betão por compressão no ciclo de 50 *mm*. Na face sul, desenvolvimento das fendas por compressão a 5 a 10 *cm* acima da base.
- Último ciclo de -50 *mm*, fendas de cerca de 0.5 *mm* junto à base.
- No 2º ciclo de +60 *mm*, ouviu-se um ruído devido ao destacamento do betão ou provavelmente à rotura da armadura.
- Fim do ensaio com um ciclo de aproximadamente 85 *mm*.

A Figura 5.149 resume a história de deslocamentos utilizada no ensaio.

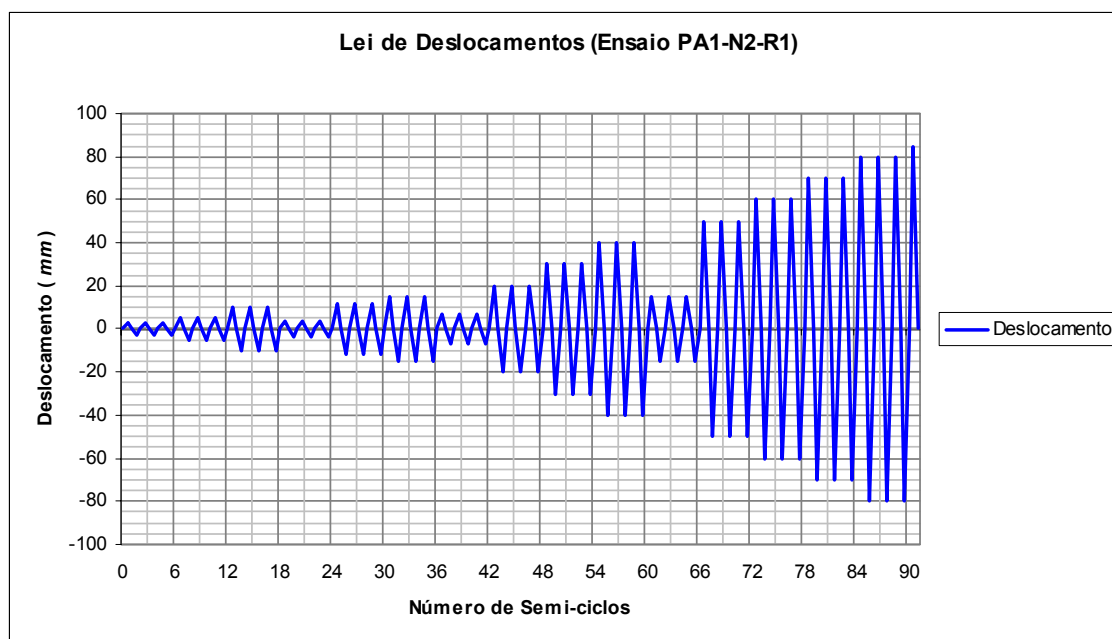


Figura 5.149 - História de deslocamentos aplicada no ensaio PA1-N2-R1.

A Figura 5.150 mostra o aspecto do provete antes e depois do ensaio, seguido da evolução do dano durante o ensaio (Figura 5.151).

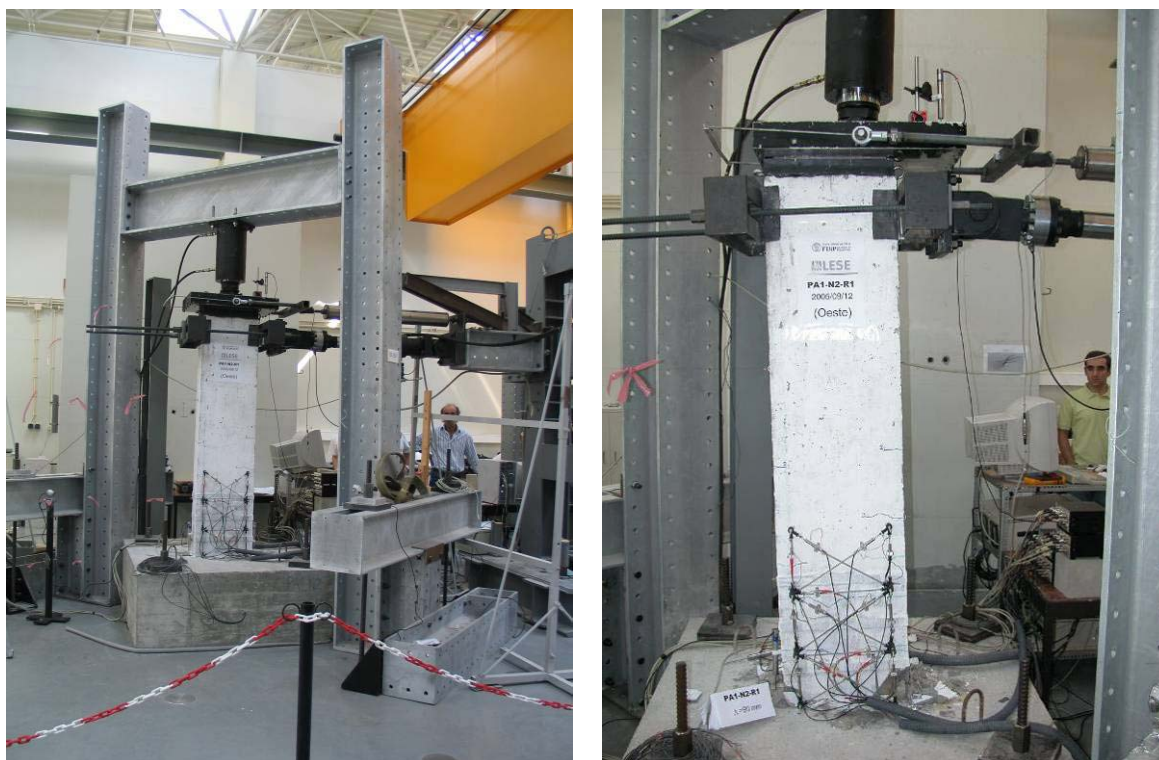


Figura 5.150 - Vista do pilar no início (esquerda) e no final (direita) do ensaio.

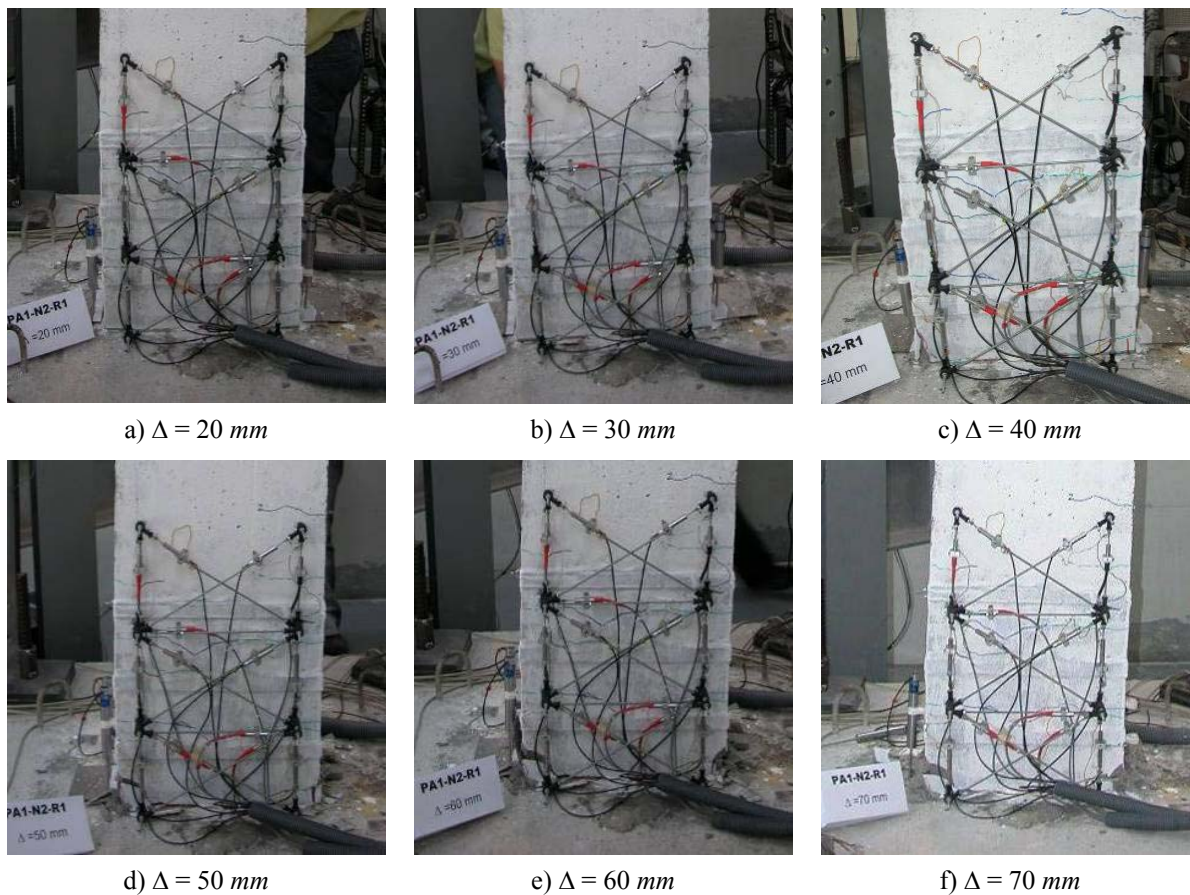


Figura 5.151 - Evolução dos danos no ensaio PA1-N2-R1.

O ensaio cíclico PA1-N2-R1 foi realizado nas mesmas condições que o ensaio do provete não reforçado (PA1-N2-E1), obtendo-se a resposta apresentada na Figura 5.152.

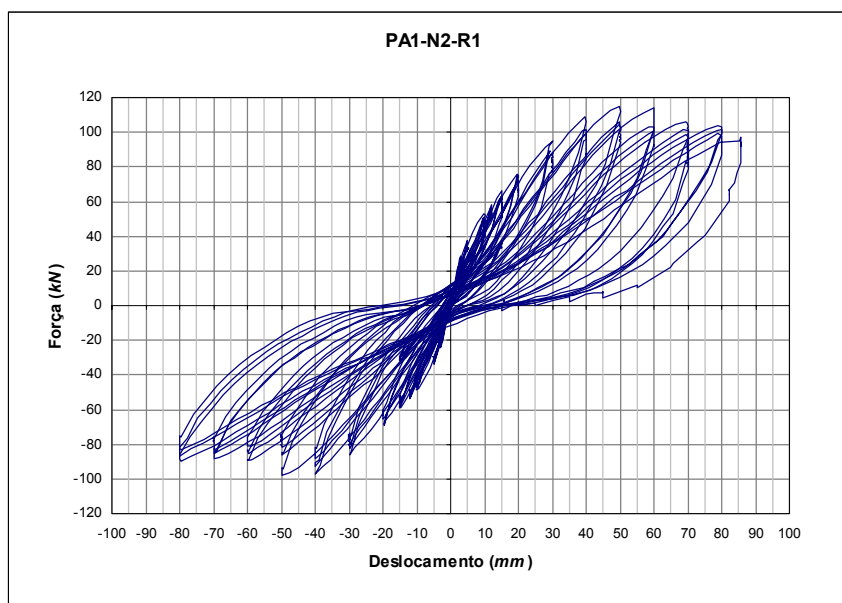


Figura 5.152 - Resposta cíclica do provete PA1-N2 após o reforço com cintas metálicas.

5.10.6 Ensaio PA1-N3-R1 – Reforço com Cintas Metálicas e Cantoneiras nos Cantos

No reforço de pilares de betão armado, é comum a utilização de cantoneiras nos cantos sendo aparafusadas ou soldadas, consoante a solução adoptada. Assim, depois do ensaio cíclico do provete PA1-N3 até a rotura, procedeu-se à respectiva reparação e o posterior reforço, seguindo os mesmos procedimentos aplicados nos outros dois provetes, tal como descrito em 5.10.2. Entretanto, para este provete, foram utilizadas cintas metálicas com a mesma espessura utilizada para o reforço do provete PA1-N2 mas com perfis metálicos de igual espessura nos cantos. Estes elementos metálicos foram concebidos em forma de L, sendo a cantoneira soldada a tiras metálicas, formando um L. Assim, para o reforço foram necessários dois conjuntos de elementos metálicos em L e outras duas cantoneiras para completar o reforço.

As cantoneiras longitudinais nos cantos não foram ligadas à base de fundação do provete, deixando-se uma folga de 30 mm para o evitar aumento de resistência na região crítica uma vez que o objectivo principal deste reforço é manter a mesma ductilidade que a experimentada antes do ensaio. Tal como no reforço anterior (5.10.5), os vazios entre a secção de betão e as cintas foram preenchidos com resina epóxida.

Nas Figuras 5.153 a 5.166 apresentam-se os procedimentos usados na reparação e reforço do provete PA1-N3.



Figura 5.153 - Posicionamento e marcação das zonas a reforçar.



Figura 5.154 - Preparação da superfície usando uma mó



Figura 5.155 - Aspecto final após a passagem da mó.



Figura 5.156 - Execução de rasgos para os pontos de injeção e para facilitar o enchimento da resina.



Figura 5.157 - Aspecto após a execução dos rasgos.



Figura 5.158 - Limpeza da superfície preparada com aspirador.



Figura 5.159 - Corte da cantoneira para permitir uma "folga" de 3 cm entre a sapata e o início dos perfis nos cantos.



Figura 5.160 - Elementos metálicos "em L" utilizados no reforço.



Figura 5.161 - Soldadura da cantoneira aos elementos metálicos “em L”.



Figura 5.162 - Aspecto após a colocação dos elementos metálicos (vendo-se os rasgos efectuados para a injeção da resina).



Figura 5.163 - Pormenor de pontos de injeção após a selagem das juntas.



Figura 5.164 - Injecção da resina epóxida com uma pistola.



Figura 5.165 - Aspecto após a injeção da resina epóxida.



Figura 5.166 - Aspecto final do provete PA1-N3 após o reforço.

5.10.6.1 Resultados do Ensaio PA1-N3-R1

Tal como no ensaio PA1-N2-R1, este ensaio seguiu a mesma história de deslocamentos, salientando-se a introdução dos ciclos de 15 *mm* entre os ciclos de 40 e 50 *mm*, apontando-se os seguintes aspectos:

- Marcação das primeiras fendas no fim do 3º ciclo de 10 *mm* (a verde);
- Aos 15 *mm*, marcação a azul, notando-se a progressão das fendas iniciais com aproximadamente 2 *mm* junto à base;
- Aos 20 *mm*, concentração das fendas praticamente junto a base (ligação sapata-pilar); abertura de pequenas fendas.
- No ciclo de -50 *mm*, fendas com 5 a 7 *mm* concentradas junto à base.

- Nos ciclos de 60 *mm*, destacamento do betão de recobrimento (“spalling”) por compressão na face norte.
- “Yielding penetration” bem presente na face sul;
- Progressão de danos nos ciclos de 70 *mm*.
- Nos ciclos de 80 *mm*, possível rotura da armadura da face norte.

A Figura 5.167 ilustra a história de deslocamentos aplicada no ensaio.

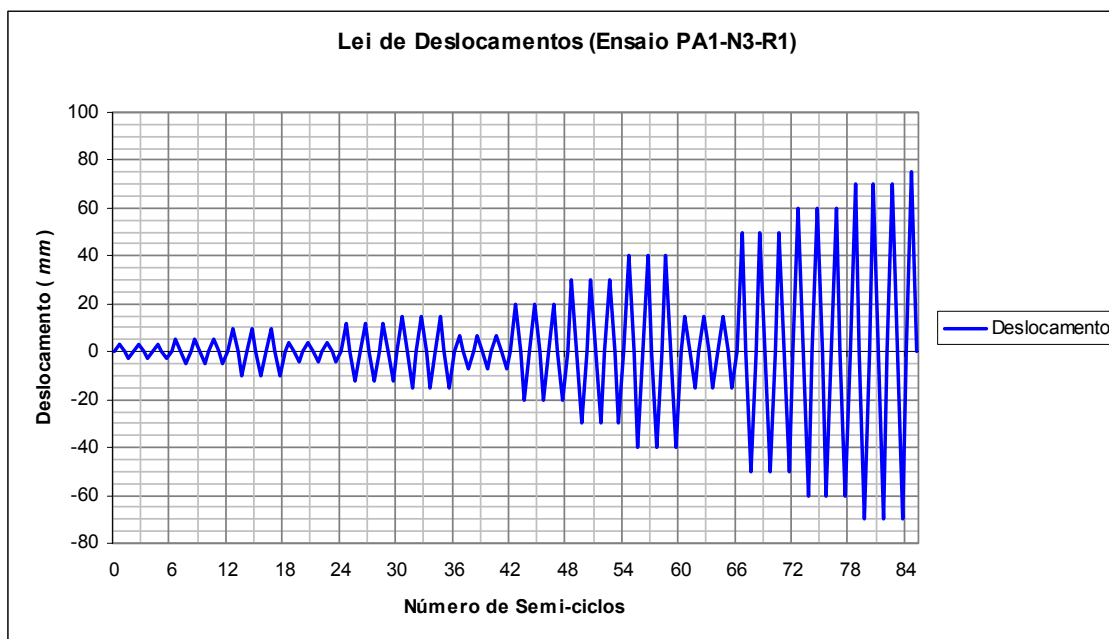


Figura 5.167 - História de deslocamentos aplicada no ensaio PA1-N3-R1.

Apresenta-se na Figura 5.168 o aspecto do provete antes e depois do ensaio.



Figura 5.168 - Vista do pilar no início (esquerda) e no final (direita) do ensaio.

Observou-se a concentração do dano na secção crítica do provete, com o esmagamento do betão abaixo da primeira cinta metálica e abaixo das cantoneiras de canto, tal como se pode ver na Figura 5.169.

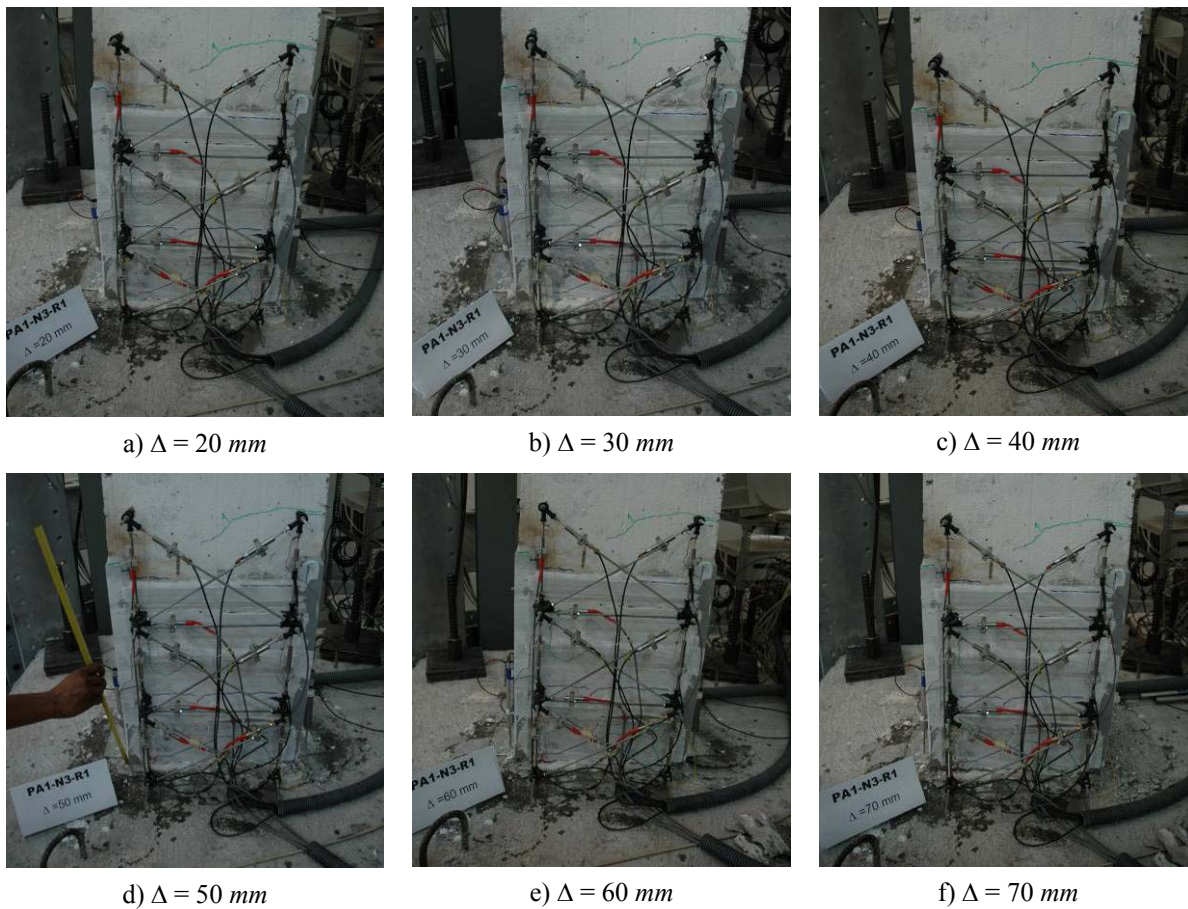


Figura 5.169 - Evolução dos danos no ensaio PA1-N3-R1.

A Figura 5.170 representa a resposta cíclica do provete PA1-N3 após o reforço com cantoneiras e cintas metálicas.

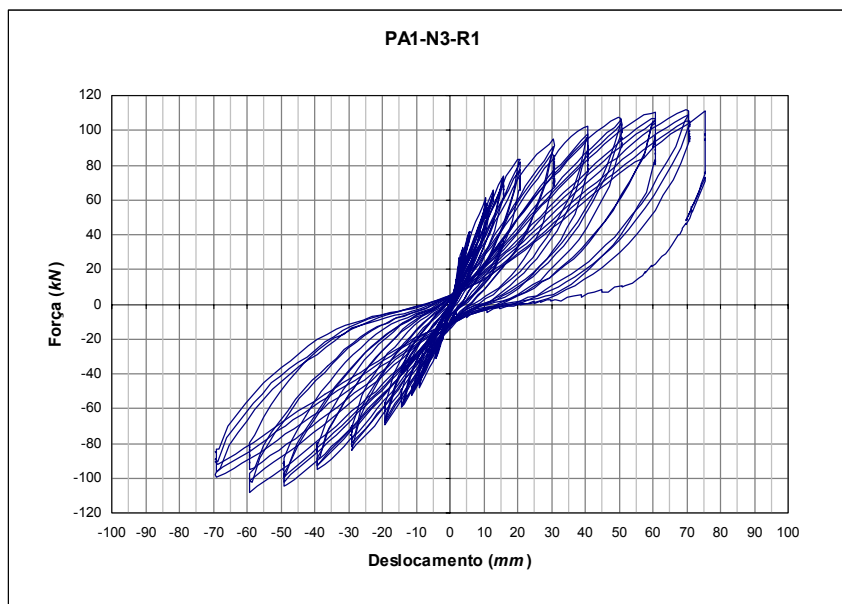


Figura 5.170 - Resposta cíclica do provete PA1-N3 após o reforço.

5.10.7 Ensaio PA1-N4-R1 – Reforço com Mantas de Fibra de Carbono Sem Pré-danificação

O modelo PA1-N4 foi reforçado sem pré-danificação, com mantas de fibra de carbono, da mesma forma (usando o mesmo número de camadas) e nas mesmas condições (mesmos operários) que o modelo PA1-N1, reforço descrito em 5.10.2, resumindo-se nas seguintes etapas:

- 1) Preparação da superfície com auxílio de uma mó;
- 2) Boleamento dos cantos até 50 *cm* acima da sapata;
- 3) Limpeza da superfície com auxílio de um aspirador;
- 4) Preparação da resina primária e corte da manta;
- 5) Aplicação da resina primária;
- 6) Aplicação da resina epóxida e o enchimento de algumas irregularidades pontuais na superfície do betão (pequenos vazios);
- 7) Aplicação das mantas: 3 camadas, tendo-se seguido o esquema de modo a que a camada seguinte tenha início no lado oposto, dando-se uma sobreposição igual a metade da dimensão do lado onde teve início a aplicação. Este esquema foi seguido

nas duas camadas (superior e inferior), tendo-se o cuidado de iniciar-se em lados opostos de forma a não coincidir as sobreposições.

A seguir apresentam-se as figuras que resumem as várias etapas de reforço do pilar provete PA1-N4.



Figura 5.171 - Preparação da superfície.



Figura 5.172 - Limpeza da superfície.

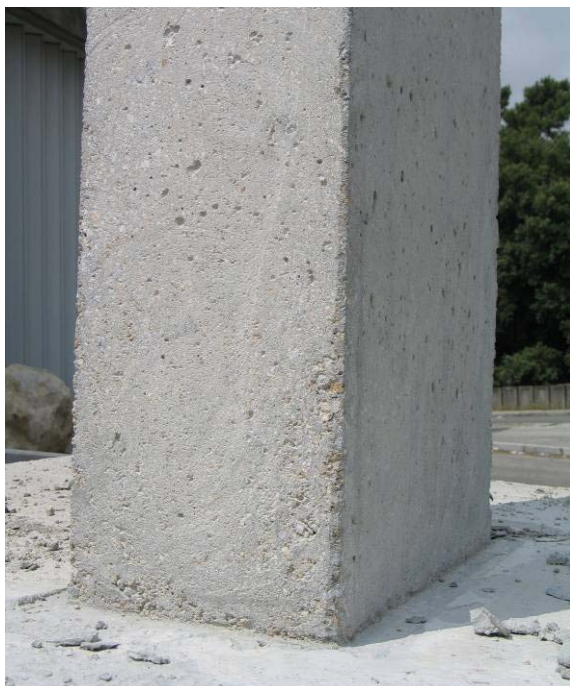


Figura 5.173 - Aspecto da zona preparada após a limpeza.

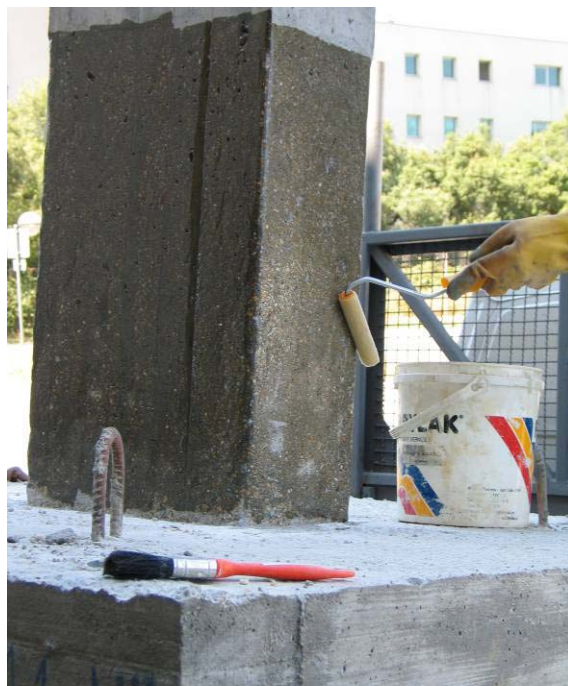


Figura 5.174 - Aplicação da resina primária.



Figura 5.175 - Aplicação das mantas de fibra de carbono.



Figura 5.176 - Aspecto final do encamisamento.

Este ensaio foi realizado seguindo a história de deslocamentos apresentado na Figura 5.177.

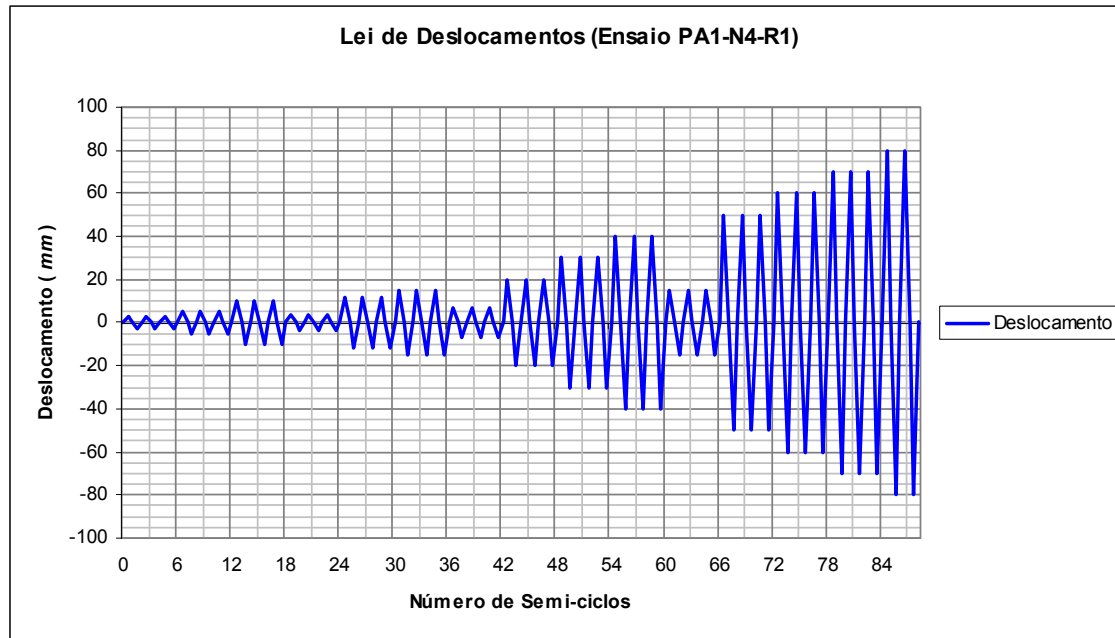


Figura 5.177 - História de deslocamentos aplicada no ensaio PA1-N4-R1.

5.10.7.1 Resultados do Ensaio PA1-N4-R1

Com a intenção de comparar o efeito do reforço sobre pilares não danificados, o provete foi testado nas mesmas condições que os outros, não se conseguindo atingir a rotura do encamisamento CFRP, notando-se, entretanto o avançado estado de esgotamento da resina, indiciando a eminente rotura do mesmo. A Figura 5.178 mostra o panorama antes e depois do ensaio.



Figura 5.178 - Vista do pilar no início (esquerda) e no final (direita) do ensaio.

Neste ensaio não se alcançou a rotura das fibras de carbono mas notou-se o visível esgotamento do encamisamento estando eminente a rotura. Na Figura 5.179 pode-se acompanhar a evolução do dano durante o ensaio.

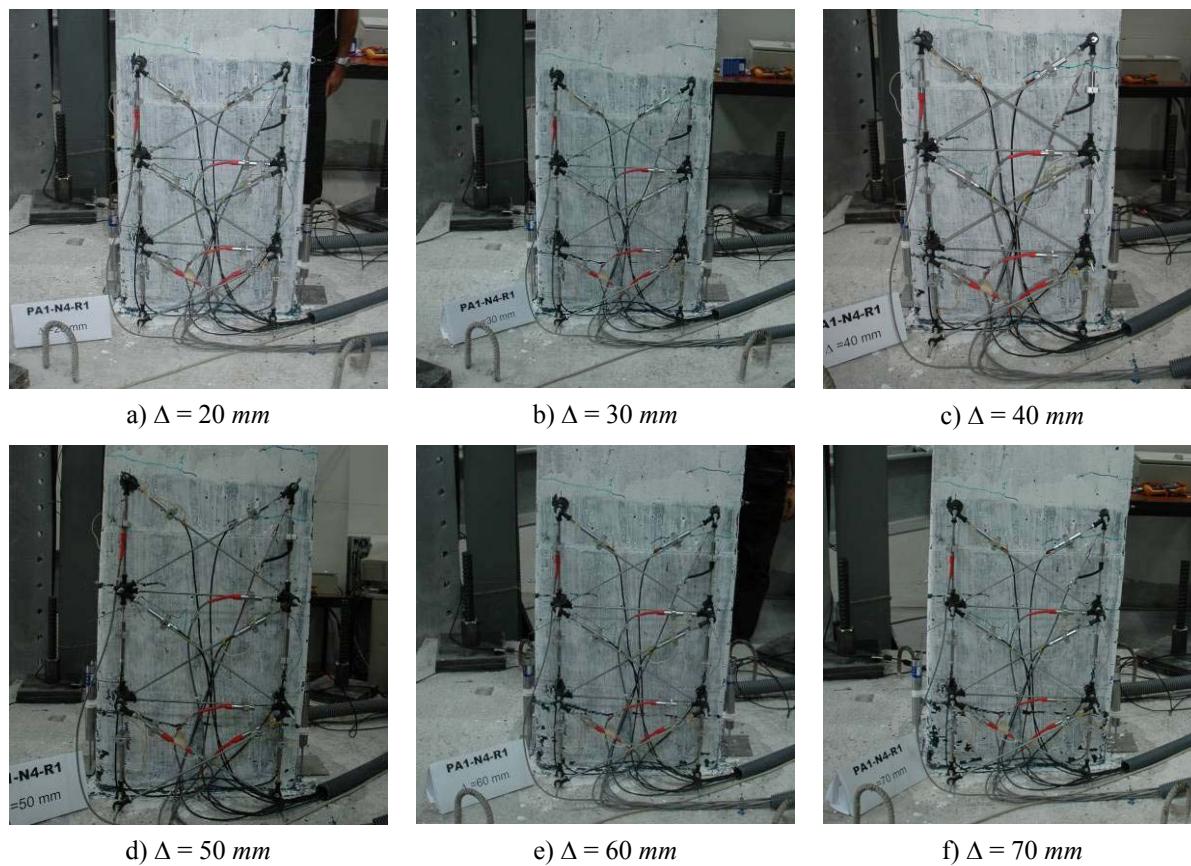


Figura 5.179 - Evolução dos danos no ensaio PA1-N4-R1.

Em seguida, apresenta-se a curva histerética resultante do ensaio (Figura 5.180).

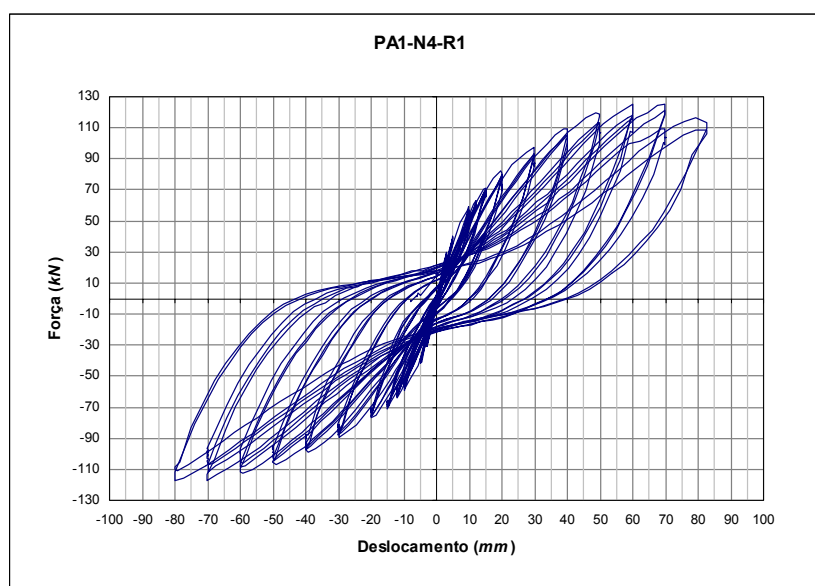


Figura 5.180 - Resposta cíclica do provete PA1-N4 após o reforço com encamisamento CFRP.

5.11 APRECIACÃO GERAL

Neste capítulo, fez-se a apresentação e descrição dos modelos ensaiados, assim como a descrição pormenorizada da instrumentação das armaduras com extensómetros eléctricos, a caracterização dos materiais utilizados no fabrico dos provetes e a própria execução.

Apresentou-se também, o setup de ensaio desenvolvido no LESE, destacando-se o mecanismo de aplicação de carga axial especialmente projectado para o efeito, avaliando-se o atrito presente no conjunto, obtendo-se resultados satisfatórios em relação à tal força, sendo portanto, aceitável a sua aplicação.

A instrumentação e o sistema de aquisição e de controlo utilizados foram também objecto deste capítulo experimental.

Apresentou-se o procedimento de dimensionamento aplicado para o reforço dos provetes ensaiados, destacando-se o critério de dimensionamento proposto por Priestley et al. (1996) para o reforço com materiais compósitos.

Fez-se uma descrição detalhada da execução das várias soluções de reforço, nomeadamente, com mantas de fibras de carbono e cintas metálicas com e sem cantoneiras nos cantos. Foi dado uma atenção particular aos detalhes de execução de reforço salientando-se algumas dificuldades e cuidados particulares que se devem ter na execução. Todos os trabalhos de reparação e reforço foram executados por operários especializados de uma empresa que procuram reproduzir em laboratório as práticas e técnicas de execução utilizadas em obra.

Este conjunto de ensaios permitiu um conhecimento e uma avaliação da eficiência das técnicas de reforço utilizadas quer pelos resultados directos obtidos no ensaio, quer pela identificação da evolução dos danos durante os ensaios. No capítulo 6 apresenta-se a discussão dos resultados desses ensaios.

CAPÍTULO 6

ANÁLISE DOS RESULTADOS

6.1 INTRODUÇÃO

O presente capítulo é dedicado à análise e discussão dos resultados dos ensaios apresentados no capítulo anterior. Pretende-se fundamentalmente nesta análise avaliar e comparar a resposta cíclica dos vários provetes ensaiados e desta forma avaliar a eficiência das diferentes soluções de reforço utilizadas.

Para facilidade de comparação dos resultados dos ensaios, foram utilizados critérios baseados em parâmetros que permitem uma comparação objectiva entre as respostas obtidas. Estes critérios assentam essencialmente na comparação do drift, energia dissipada e índice de dano de Park e Ang. Finalmente faz-se ainda neste capítulo uma síntese dos aspectos mais relevantes do presente trabalho, dando-lhe um especial relevo aos aspectos relacionados com o comportamento experimental deste trabalho.

6.2 CRITÉRIOS ESTABELECIDOS PARA AVALIAÇÃO DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

6.2.1 Índices de Dano

Os índices de dano são expressões matemáticas usadas para caracterizar o estado de degradação de uma estrutura ou de um elemento estrutural sujeito a uma determinada história de carregamento. Estas expressões matemáticas são geralmente divididas em duas categorias: local e global. Os índices locais são calibrados para um tipo específico de

elemento estrutural, enquanto que os índices globais, por seu lado, são usados para prever a rotura de uma estrutura completa, e são normalmente calculados como uma combinação pesada dos índices de danos locais individuais dos elementos.

O cálculo dos índices de danos apresenta algumas dificuldades tais como a determinação de parâmetros para alguns dos índices, no entanto, eles são perfeitamente usados para validação do desempenho e constituem uma ajuda importante nas decisões de reforço. Servem também como uma medida objectiva da comparação do desempenho de vários elementos, ou várias soluções de reforço, sob um determinado carregamento cíclico.

6.2.1.1 Ductilidade

A ductilidade pode ser entendida como um factor que está associado à capacidade de deformação de uma estrutura para além do limite das deformações no domínio elástico dos materiais, mantendo no entanto a sua capacidade resistente. Desta forma este factor é fundamental no projecto sísmico de estruturas, permitindo estabelecer critérios de controlo das deformações.

A ductilidade de uma estrutura pode ser caracterizada em termos de deslocamentos, curvaturas ou ainda rotações. A ductilidade traduzida em termos de deslocamentos μ_d , dada pela Equação (6.1), é definida pela razão entre o deslocamento último d_{ult} e o deslocamento de cedência d_y , reflectindo estes deslocamentos o comportamento global da estrutura:

$$\mu_d = \frac{d_{ult}}{d_y} \quad (6.1)$$

A ductilidade de uma estrutura está associada à ductilidade local disponível nas rótulas plásticas. A capacidade de ductilidade da rótula plástica pode ser também caracterizada pelo coeficiente de ductilidade definido em termos de curvaturas μ_φ pela razão da curvatura última φ_{ult} e da curvatura de cedência φ_y

$$\mu_\varphi = \frac{\varphi_{ult}}{\varphi_y} \quad (6.2)$$

ou em termos de rotação μ_θ pela razão das rotações última θ_{ult} e de cedência θ_y :

$$\mu_{\theta} = \frac{\theta_{ult}}{\theta_y} \quad (6.3)$$

A ductilidade é um índice de dano não cumulativo. Este assume que a rotura ocorre para um certo deslocamento (ou curvatura) sem atender à história de carregamento e à energia dissipada.

A ductilidade em curvatura relaciona-se com a resposta de uma dada secção e depende da sua armadura e do nível do esforço axial. A ductilidade em deslocamento relaciona a resposta global da estrutura.

6.2.1.2 Índice de Energia

O índice de energia I_E , calculado através da Equação (6.4), é sempre definido como a relação entre a energia dissipada e a capacidade de energia monotónica do elemento. Embora seja útil na avaliação de elementos frágeis, o índice de energia geralmente subestima a capacidade de energia dissipada de elementos dúcteis.

$$I_E = \frac{\int dE}{F_y d_{ult}} \quad (6.4)$$

6.2.1.3 Índice de Dano de Park e Ang

Um índice largamente usado é o de Park e Ang (1985), que é apresentado na sua forma original na Equação (6.5). O índice é considerado híbrido pois é uma combinação do índice de ductilidade e de energia. A rotura ocorre quando o dano, D , atinge 1.0, enquanto que o valor zero representa o estado não danificado.

$$D = \frac{d_{max}}{d_{ult}} + \beta \frac{\int dE}{F_y d_{ult}} \quad (6.5)$$

onde:

d_{max} - deslocamento máximo do elemento;

d_{ult} - deslocamento último do elemento;

dE - incremento de energia histerética dissipada;

F_y - força de cedência;

β - constante não negativa.

Com uma boa calibração deste modelo, pode-se prever uma grande gama de modos de rotura. Por exemplo, considerando β próximo de zero torna o índice próximo do índice de ductilidade, o que significa que a rotura é alcançada quando um certo deslocamento é excedido sem respeitar a quantidade de energia dissipada. Foi observado que valores baixos de β são característicos de elementos bem confinados enquanto valores altos são mais ajustáveis para elementos com problemas de corte.

Park e Ang (1985) sugeriram a Equação (6.6) para calcular β baseada na análise regressiva de dados experimentais de ensaios cíclicos de 261 provetes de vigas e pilares. Entretanto, registou-se uma grande dispersão entre os valores da equação e os observados, e alguns valores de β observados eram negativos.

$$\beta = \left(-0.447 + 0.073 \frac{H}{h} + 0.24 \frac{N}{A_g f_c} + 0.314 \rho_l \right) 0.7^{\rho_w} \quad (6.6)$$

Por outro lado, segundo Park et al. (1987), citando Pinto et al. (2001a, 2001b e 2002), para estruturas de betão armado β pode ser tomado igual a 0.05.

Outra expressão para β foi mais tarde proposta por Kunnath et al. (1990), Equação (6.7)

$$\beta = \left[0.37 \frac{N}{A_g f_c} + 0.36 \left(\frac{\rho_l f_y}{0.85 f_c} - 0.2 \right)^2 \right] 0.9^{\rho_w} \quad (6.7)$$

Tal como referido por Varum (2003), uma das expressões muito usada para estimar β é a proposta por Kunnath et al. (1990) e adaptada por Arêde (1997) é

$$\beta = 0.9^{100 \rho_w} \left(0.37 \max\{\nu; 0.05\} + 0.5(\omega_t - 0.17)^2 \right) \quad (6.8)$$

onde:

A_g – área bruta da secção

f'_c – resistência à compressão do betão

f_y – tensão de cedência da armadura longitudinal

h – altura útil da secção (na direcção do ensaio)

H – distância entre a base do pilar (secção crítica) e o ponto de inflexão

N – esforço axial

v – esforço axial reduzido (considerado positivo para a compressão)

ρ_l – percentagem da armadura longitudinal

ρ_w – percentagem da armadura transversal

ω_t – percentagem mecânica da armadura de tracção

O maior problema com o índice de Park e Ang é a dificuldade na boa estimativa de β , especialmente na ausência de dados experimentais. O índice requer também uma boa estimativa do deslocamento último monotónico, que pode ser difícil de obter. Esta é uma das muitas razões da não inclusão da definição consistente entre muitos investigadores do que constitui a rotura.

Para elementos de betão armado verifica-se que o parâmetro β representa uma função do valor do esforço transversal e do esforço axial nas secções, da quantidade de armadura longitudinal e transversal, e é completamente independente da história de carregamento, de acordo com Romão (2002), citando Bento (1996).

6.2.2 Drift

O drift no início de um certo estado de dano é definido como a deflexão (deslocamento) máxima registada antes do início de um estado, Δ_{dano} , dividido pela distância compreendida entre a base do pilar e o ponto de inflexão, H , isto é, para o caso de um pilar em consola, a relação entre o deslocamento registado no ponto de aplicação da carga lateral e a distância entre a base e o ponto de aplicação da carga lateral.

$$Drift(\%) = \frac{\Delta_{dano}}{H} * 100 \quad (6.9)$$

6.2.3 Critério de Rotura

A definição do estado limite último é de alguma maneira subjectiva. Algumas vezes é tomada como correspondente ao evento físico crítico, tal como a fractura da armadura de confinamento numa potencial zona de rótula plástica, que resulta numa queda drástica na resistência e obvia deterioração física. Outra definição comum é o estado existente quando a resistência lateral decresce uma quantidade específica (20% é o valor mais usado) da máxima resistência alcançada (Priestley et al., 1996). Mesmo que a definição não corresponda verdadeiramente a uma última condição, desde que pelo menos uma resistência residual seja mantida para acréscimos adicionais de deslocamentos.

O Eurocódigo 8 define o valor de cálculo da ductilidade da estrutura a partir do deslocamento último correspondente ao estado limite último. Este deslocamento é definido como sendo o máximo deslocamento que pode ser suportado pela estrutura sem que se verifique, ao fim de 5 ciclos completos, um abaixamento na resistência superior a 20% (Figura 6.1), e sem que se inicie a rotura do betão na zona confinada e a encurvadura dos varões da armadura longitudinal.

Assim, no presente estudo considera-se que um elemento estrutural atingiu a rotura quando a capacidade máxima decresce 20%.

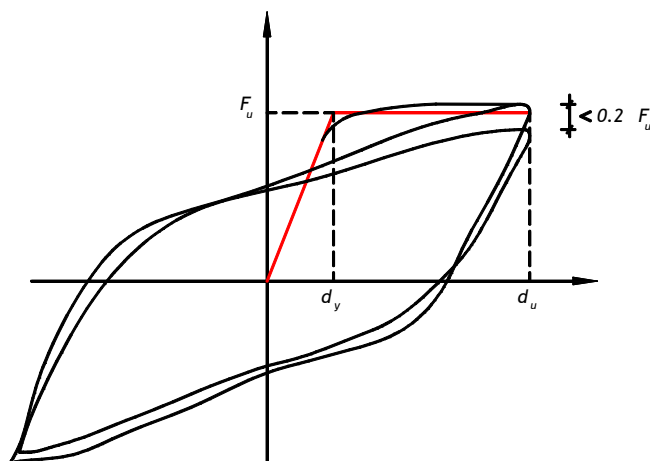


Figura 6.1 - Critério de rotura segundo o EC 8 (definição de deslocamento último).

6.3 COMPORTAMENTO DOS MODELOS ENSAIADOS

6.3.1 Modelos Não Reforçados

Os três provetes ensaiados sem reforço apresentaram comportamentos idênticos embora o provete PA1-N1 tenha experimentado um pushover após os ciclos iniciais, apresentando assim diferenças na resposta nos dois sentidos opostos, dificultando também a sua modelação nomeadamente a degradação da rigidez nas diferentes fases do ensaio.

Por esse motivo, a título ilustrativo do comportamento destes modelos, apresenta-se o aspecto do provete PA1-N2, com pequenas fissuras distribuídas ao longo do elemento, concentrando-se sobretudo na ligação pilar-sapata, abrindo-se uma fenda progressiva (Figura 6.2). Entretanto, este provete apenas foi ensaiado até aos ciclos de 60 *mm* devido a uma rotação inesperada do pilar na direcção transversal à do ensaio – direcção perpendicular ao actuador horizontal, ou de menor inércia – observando-se um elevado nível de degradação do betão e a encurvadura dos varões longitudinais dos quatro cantos, tal como se pode observar na Figura 6.3.



Figura 6.2 - Danos verificados no provete PA1-N2 nos ciclos de 20 mm.



Figura 6.3 - Danos verificados no final do ensaio PA1-N2-E1 (60 mm).

Comparando a progressão dos danos do provete PA1-N1 e o PA1-N2, estes apresentam um comportamento semelhante antes da ocorrência do pushover, observando-se após este cenário, uma rápida degradação da resistência no sentido positivo (norte) em comparação com o sentido oposto (Figura 6.4). Ao continuar com a história de deslocamentos, observa-se que o mesmo não chega a atingir a resistência experimentada no pushover, sendo cerca de 20% menor na direcção norte e no sentido oposto a resistência teve um andamento previsível e que foi facilmente modelado.

Face aos danos experimentados após o pushover (Figura 6.5), o provete PA1-N1 foi continuamente ensaiado até deslocamentos acima dos 60 mm para se tentar observar a influência do pushover na resposta, verificando-se no fim do ensaio o esmagamento do betão e o varejamento e consequente rotura dos varões longitudinais dos cantos, tal como se mostra na Figura 6.6, notando-se a elevada degradação do betão na face norte (Figura 6.7).

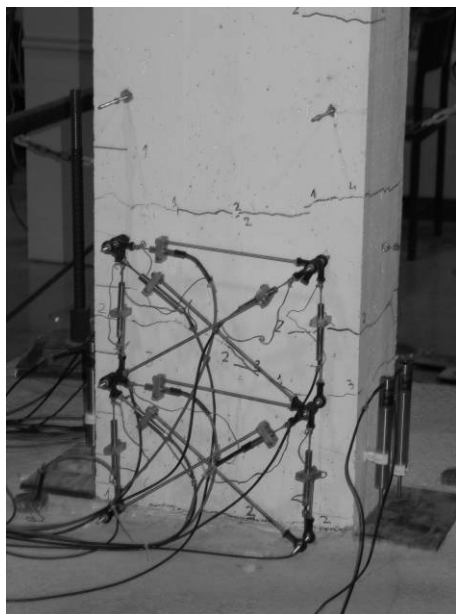


Figura 6.4 - Danos iniciais
(Ensaio PA1-N1-E1).

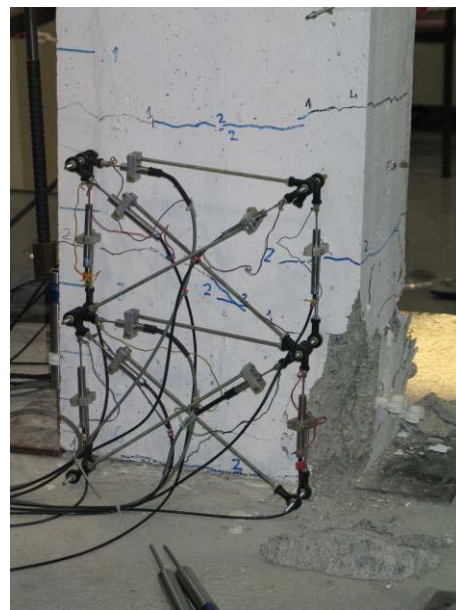


Figura 6.5 - Aspecto após o pushover.

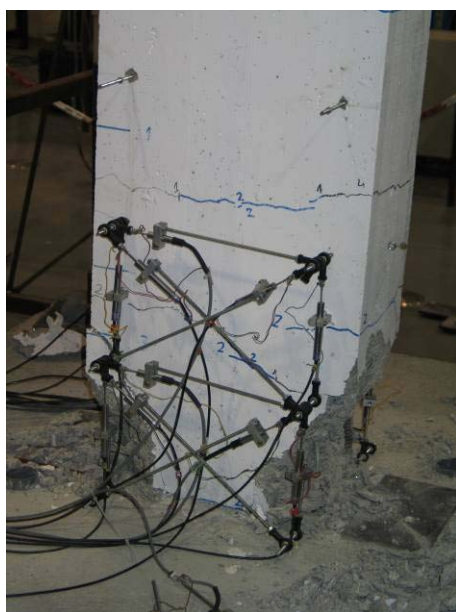


Figura 6.6 - Dano no provete PA1-N1,
lado este.



Figura 6.7 - Dano no provete PA1-N1,
lado norte.

O provete PA1-N3 apresentou uma evolução idêntica dos danos, com apenas fissuras ao longo do elemento junto à base (Figura 6.8), tendo como principal fenda na ligação pilar-sapata, tal como os outros dois provetes, culminando com o mesmo modo de colapso (Figura 6.9).



Figura 6.8 - Danos iniciais (PA1-N3-E1).



Figura 6.9 - Danos finais (PA1-N3-E1).

Na Figura 6.10 apresenta-se a resposta cíclica do modelo PA1-N2 assinalando-se o drift correspondente para os ciclos de 15 *mm*, 20 *mm*, 30 *mm*, 40 *mm*, 50 *mm*, 60 *mm*, 70 *mm* e 80 *mm*.

Na Figura 6.11 apresenta-se a evolução dos danos registados no ensaio PA1-N2-E1. A resposta global apresentada e a evolução dos danos associados caracterizam bem o comportamento dos vários provetes ensaiados antes do reforço.

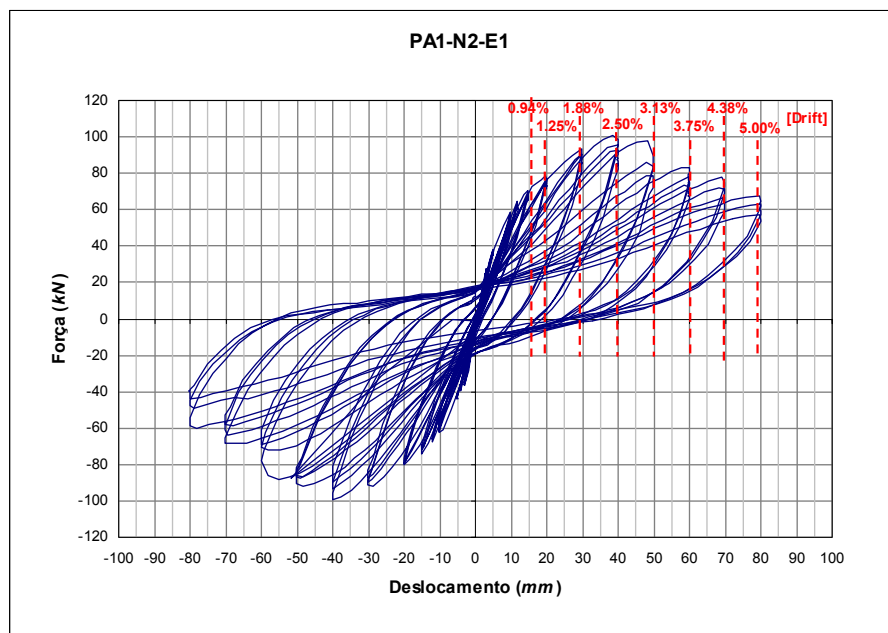


Figura 6.10 - Relação entre os danos e os drift's (PA1-N2-E1).

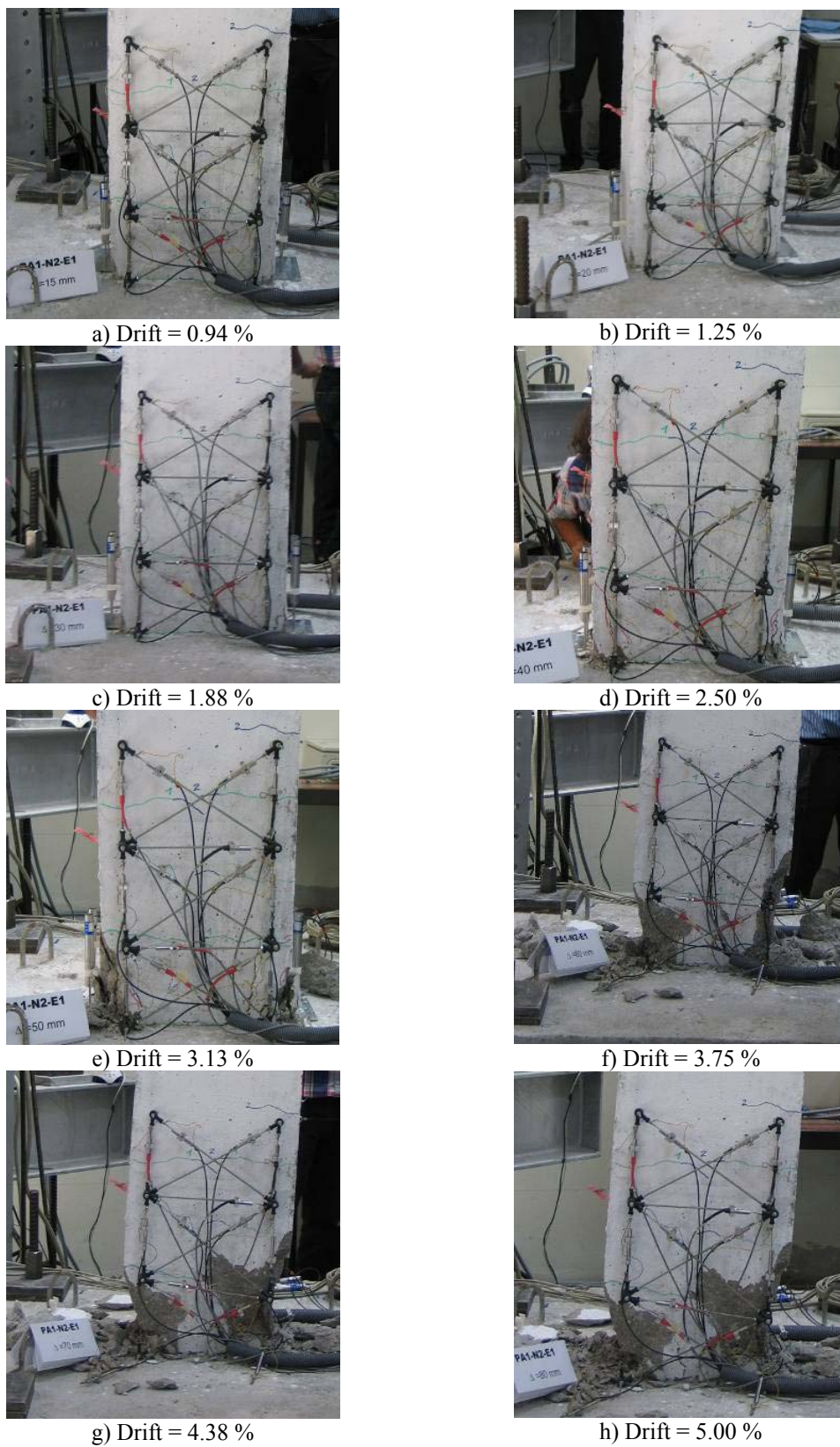


Figura 6.11 - Evolução dos danos observados (Ensaio PA1-N2-E1).

6.3.1.1 Simulação Numérica dos Ensaios

Para a simulação numérica do comportamento dos modelos ensaiados, recorreu-se a uma estratégia de modelação, envolvendo o comportamento não linear do betão e do aço com recurso ao programa Seismostruct descrito no capítulo 4. Neste estágio foi definido um modelo numérico que permitiu uma melhor simulação da resposta na fase elástica, tendo sido considerado um elemento elástico cuja rigidez foi aferida de acordo com a resposta experimental na fase elástica. De facto sem a consideração deste elemento, ou seja, considerando um encastramento na base, não se consegue captar satisfatoriamente as duas rigidezes iniciais (Figuras 6.12 e 6.13), tal como se pode observar na Figura 6.14. Para o efeito foram considerados os resultados experimentais dos ensaios PA1-N2-E1 e PA1-N3-E1.

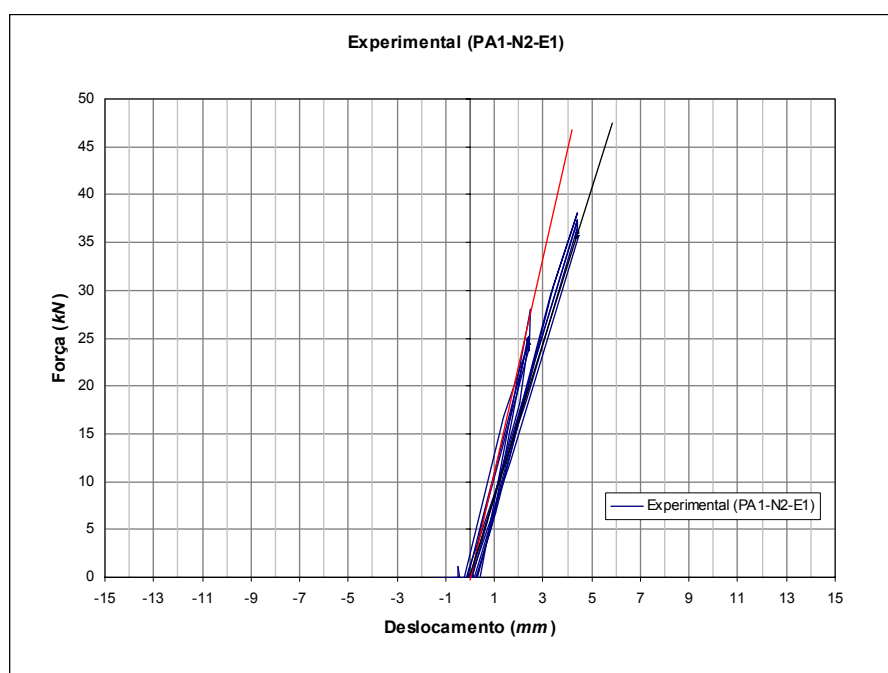


Figura 6.12 - Rigidez inicial – fase elástica (Ensaio PA1-N2-E1).

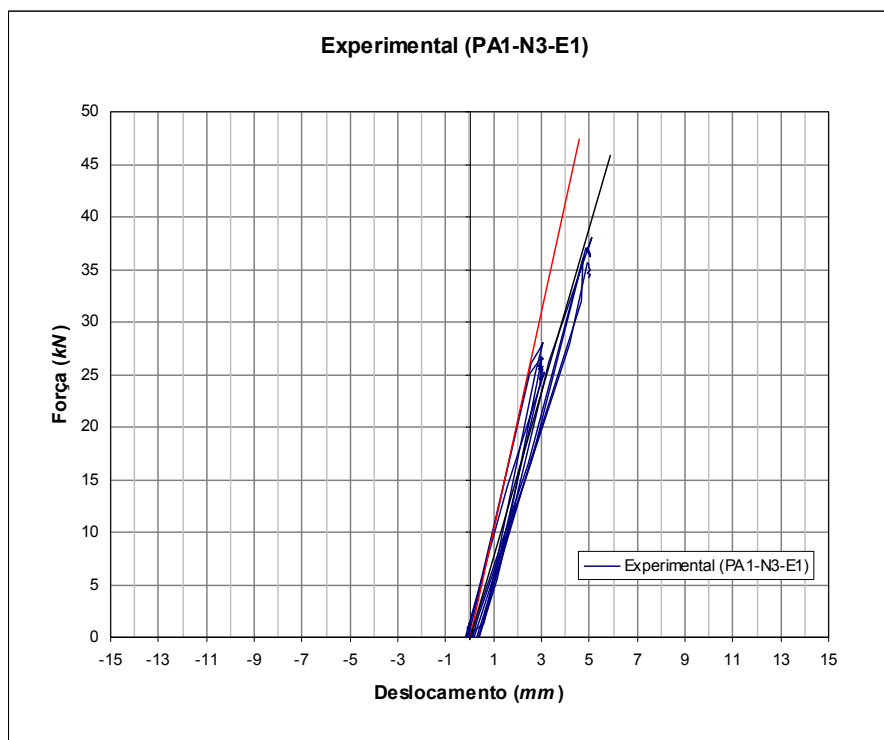


Figura 6.13 - Rigidez inicial – fase elástica (Ensaio PA1-N3-E1).

Com efeito, o modelo numérico encastrado na base mostrou-se muito mais rígido do que a resposta experimental, pelo que para uma correcta modelação do elemento de modo a captar a rigidez elástica inicial, introduziu-se para o efeito um elemento de barra elástico.

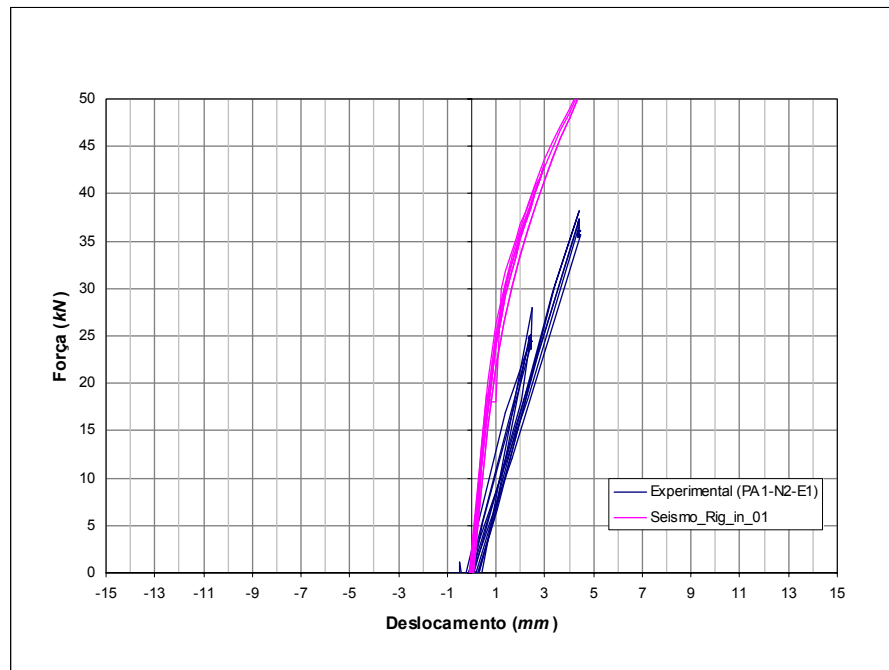


Figura 6.14 - Comparação da resposta elástica inicial usando um modelo encastrado na base (PA1-N2-E1).

A presença do novo elemento de barra elástico possibilitou traduzir adequadamente a simulação numérica da resposta experimental na fase do comportamento inicial, ou seja, nos primeiros ciclos (3 e 5 mm) (Figura 6.15). Este aspecto da simulação na fase elástica reflecte-se em certa medida na resposta na fase de comportamento não linear e consequentemente na simulação desta resposta, em particular na rigidez associada às fases de descargas para os ciclos de maior amplitude.

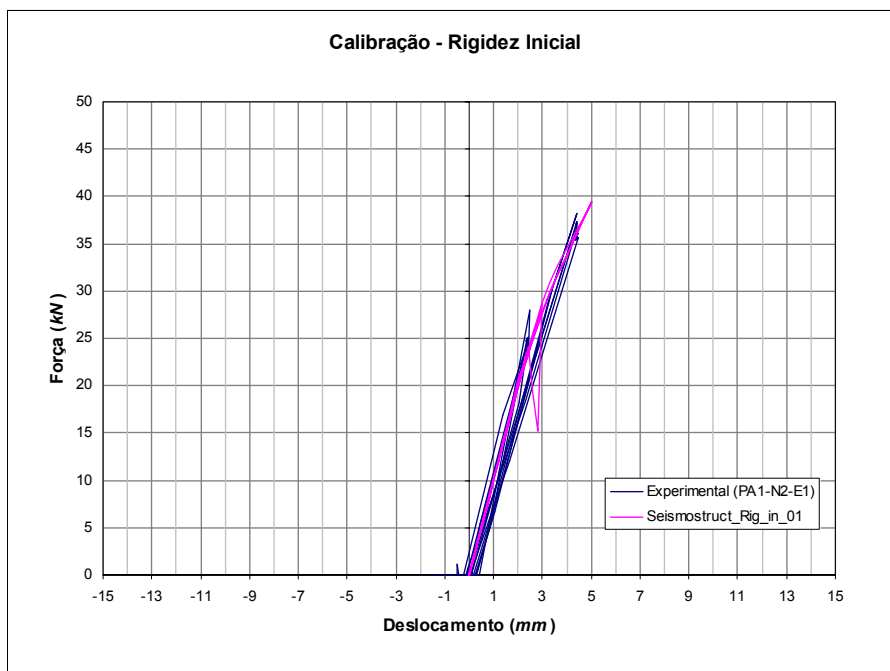


Figura 6.15 - Comparação da resposta elástica usando o modelo articulado e um troço subjacente elástico (PA1-N3-E1).

Finalmente, apresentam-se nas Figuras 6.16 e 6.17 as comparações entre a resposta experimental e numérica para os dois ensaios (PA1-N2-E1 e PA1-N3-E1) usando o modelo com o troço elástico. Como foi referido no capítulo anterior, verificou-se uma variação significativa do esforço axial durante os ensaios experimentais, que tiveram reflexos na resposta cíclica dos provetes. A simulação numérica foi efectuada tendo em conta estes efeitos, tendo-se aplicado na simulação numérica um esforço axial inicial de 170 kN e a lei de variação concordante com a variação registada nos ensaios experimentais (Figura 5. 63 do capítulo 5). Desta forma foi possível obter com boa concordância os mesmos níveis de capacidades traduzidos pela força horizontal do topo dos pilares.

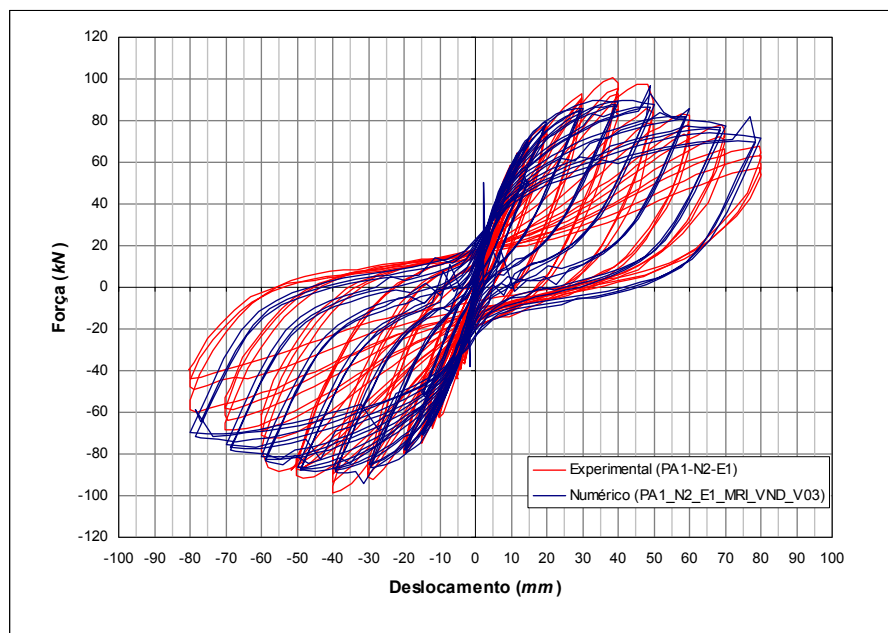


Figura 6.16 - Comparação da resposta experimental e numérica (PA1-N2-E1).

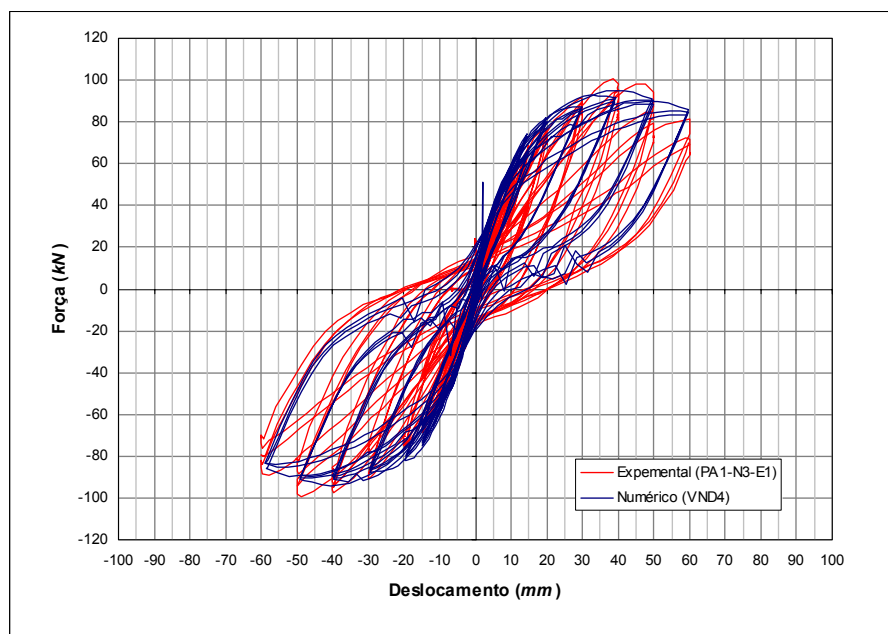


Figura 6.17 - Comparação da resposta experimental e numérica (PA1-N3-E1).

Destes resultados e das observações durante o ensaio, pode-se concluir que os modelos não reforçados ensaiados apresentam o mesmo tipo de rotura, isto é, uma fenda bastante acentuada na interface sapata-pilar e outras distribuídas ao longo dos 30 *cm* acima da sapata (potencial região de rótula plástica). Note-se também a degradação da rigidez de recarga e descarga ao longo dos ciclos, bem como a degradação da resistência praticamente nas mesmas proporções.

Por outro lado, o efeito de “pinching” é bem patente nos resultados apresentados (Figuras 6.16 e 6.17). A modelação numérica utilizada mostrou-se bastante eficaz na simulação do comportamento dos modelos não reforçados ensaiados captando com bastante rigor a degradação da resistência e da rigidez ao longo do ensaio, bem como o efeito de “pinching”.

O modo de rotura dos pilares não reforçados foi bastante condicionado pela crescente variação de esforço axial ao longo dos ciclos experimentados durante os ensaios, salientando-se a importância desta componente durante a fase final da descarga do deslocamento de pico pós-cedência e o primeiro estágio da recarga no sentido oposto. A força de compressão axial ajuda a fechar as fendas possivelmente pela aceleração da cedência em compressão da armadura que já plastificou previamente em tracção. Em consequência, em nenhuma parte durante o ciclo de carregamento estão as fendas abertas com a profundidade da secção transversal, nem o momento suportado pelos pares da armadura sozinha. Assim, os resultados dos ensaios não exibem a compressão dos laços que caracteriza frequentemente o comportamento das vigas com armadura simétrica e carga axial nula.

Por outro lado, esta crescente carga axial durante os ensaios fecha gradualmente as fendas da zona de compressão durante a recarga, começando com o contacto das asperidades nas faces opostas até ao fecho completo e total activação do betão, normalmente depois da correspondente cedência da armadura em compressão. O fecho gradual das fendas e a activação do betão traduz-se com uma progressiva recarga de rigidez. Com o suavizar do comportamento do carregamento inicial e do endurecimento subsequente aparece também no ramo do sentido oposto da recarga, curvas histeréticas comprimidas para a origem (efeito de “pinching”).

Através do programa PNL, foi possível simular a resposta monotónica para dois níveis de esforço axial, respectivamente, carga axial igual a 170 kN ($\nu = 0.05$) e 800 kN ($\nu = 0.23$), conseguindo-se observar que as respostas experimentais se encontram dentro da envolvente da resposta para os dois níveis (Figura 6.18). Refira-se que estes níveis de esforço axial traduzem os valores mínimos e máximos registados nos ensaios experimentais.

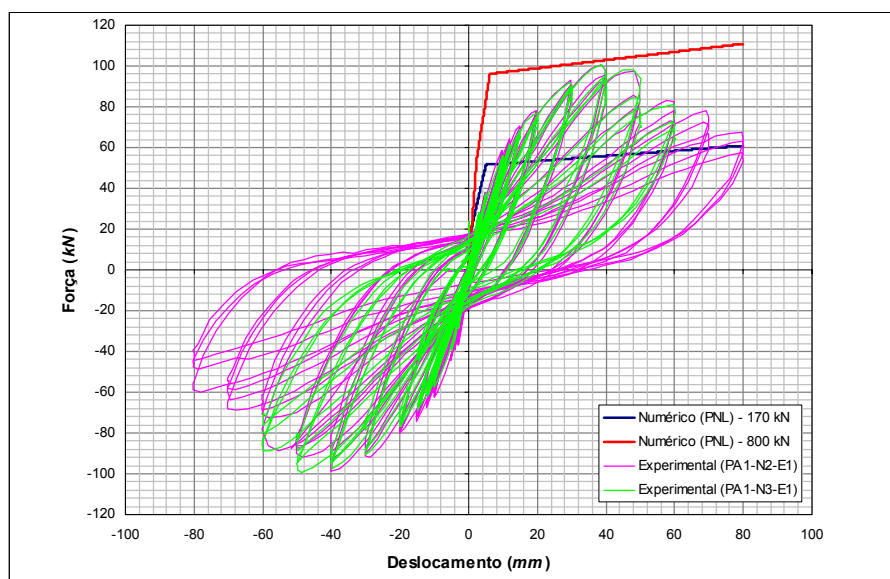


Figura 6.18 - Comparação das respostas experimentais e numéricas.

Da Figura 6.18 pode-se verificar a grande semelhança do comportamento dos pilares ensaiados. O modelo PA1-N2 foi ensaiado para grandes amplitudes mesmo depois de ter atingido a rotura. Com efeito, o andamento das curvas é praticamente idêntico até ao deslocamento de 60 mm quando se parou o ensaio PA1-N3-E1. É de salientar o aumento da força horizontal entre os ciclos de 20 mm e 50 mm resultantes do aumento do esforço axial, facto que não ocorreria numa situação de esforço axial constante uma vez que a cedência já é atingida no ciclo de 20 mm.

6.3.2 Modelos Reforçados Com Encamisamento CFRP

Os ensaios PA1-N1-R1 e PA1-N4-R1 referem-se à primeira solução de reforço dos modelos PA1-N1 e PA1-N4, respectivamente, tratando-se neste caso de reforço com encamisamento de mantas de fibras de carbono (CFRP). O primeiro modelo, tal como referido no capítulo 5, foi reforçado depois do ensaio cíclico até a rotura e o outro, foi reforçado sem danos prévios.

Tal como se pode observar na Figura 6.19, o ensaio PA1-N1-R1 exibiu uma boa distribuição em altura das fendas de flexão, atingindo-se a rotura das fibras numa rotura frágil sem aviso prévio, constatando-se porém a sua eminente rotura (Figuras 6.20 e 6.21).



Figura 6.19 - Boa distribuição das fendas de flexão (Ensaio PA1-N1-R1).

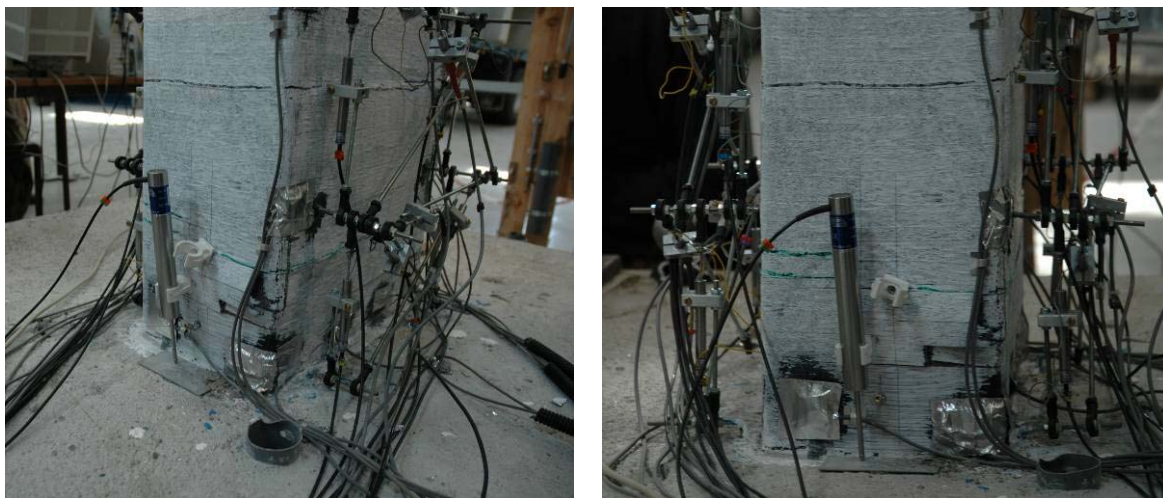


Figura 6.20 - Eminente rotura do encamisamento CFRP (ensaio PA1-N1-R1).

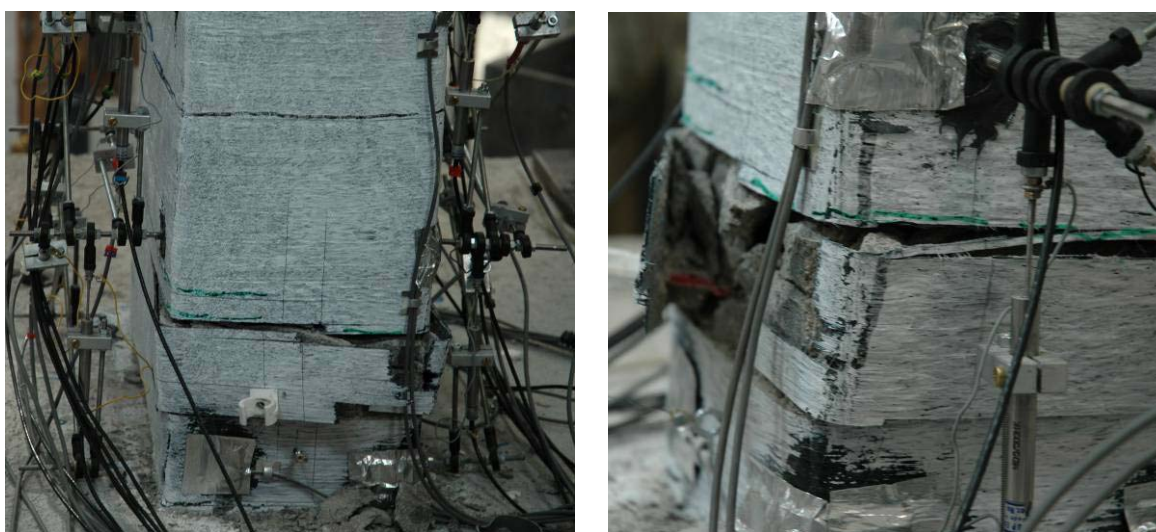


Figura 6.21 - Rotura do encamisamento CFRP – ciclo de 70 *mm* (ensaio PA1-N1-R1).

O ensaio PA1-N1-R1 culminou com a rotura das fibras de carbono enquanto que no outro ensaio, não se chegou a tal fase devido a uma rotação ocorrida durante o ensaio na direcção transversal no sentido Oeste, observando-se no entanto o esgotar da capacidade resistente da resina e a eminente rotura das fibras (Figura 6.22).

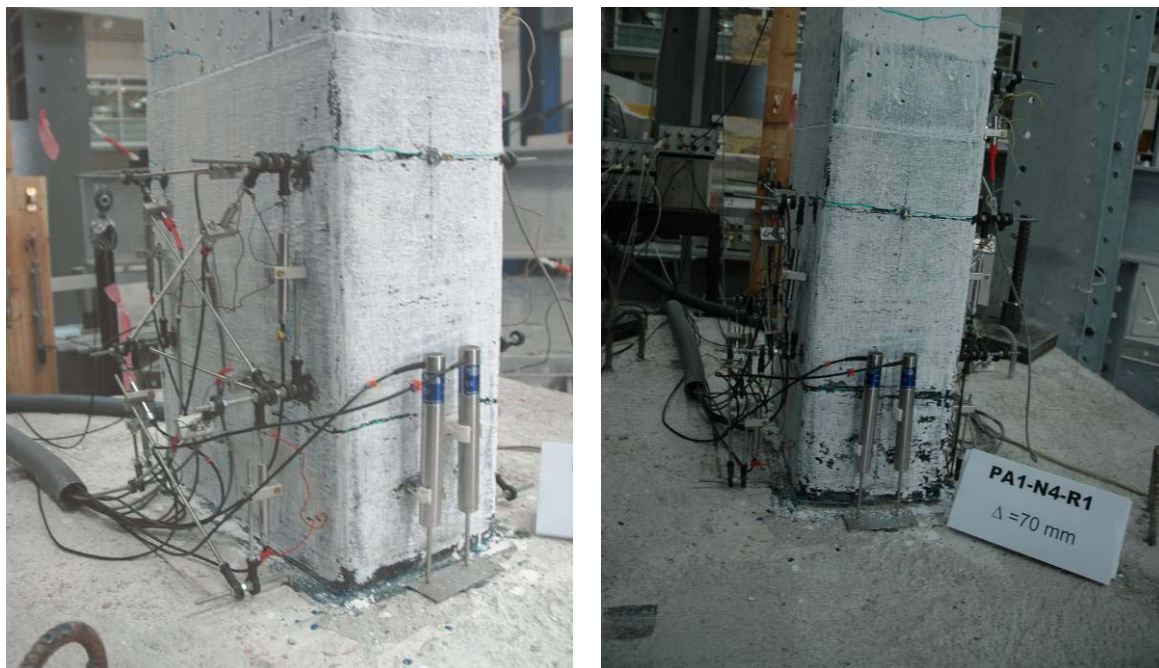


Figura 6.22 - Danos observados no modelo PA1-N4-R1.

Assim, o ensaio do primeiro provete descreve de forma satisfatória o comportamento destes elementos após o reforço com encamisamento CFRP. Verificou-se uma boa distribuição das fendas ao longo da altura do encamisamento e também algumas fissuras acima do encamisamento e, tal como nos pilares não reforçados, observou-se o aparecimento de uma fenda na interface pilar-sapata. Como não se materializou a ligação do encamisamento à sapata, face aos objectivos inicialmente definidos para estes reforços, a fenda na interface foi abrindo cada vez mais até à saturação da resistência a tracção das fibras de carbono, no ciclo de 70 *mm*.

Como o ensaio PA1-N1-E1 foi o que experimentou um pushover que afectou a resposta global do provete, recorreu-se à resposta do modelo PA1-N2, usando-se o ensaio PA1-N2-E1 (comportamento característico dos modelos não reforçados), para se comparar com o comportamento do provete PA1-N1-R1 (Figura 6.23).

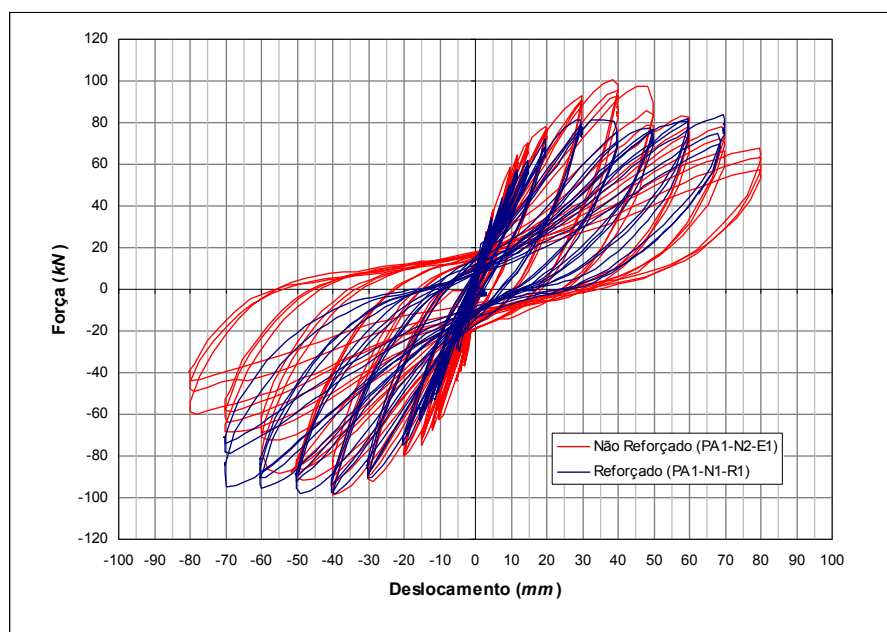


Figura 6.23 - Comparação das respostas experimentais (PA1-N2-E1 vs PA1-N1-R1).

Destes resultados, pode-se verificar que o comportamento do modelo PA1-N1-R1 foi o esperado após o reforço com betão de alta resistência e encamisamento com fibras de carbono, exibindo uma boa ductilidade para os níveis para o qual foi dimensionado, sem degradação acentuada de resistência em comparação com o provete não reforçado. A ligeira diferença no comportamento do provete reforçado poderá dever-se à diferença de recobrimento nos dois lados opostos na direcção do ensaio (assimetria) e a uma diferença da variação do esforço axial no ensaio sem reforço (PA1-N2-E1) e com reforço (PA1-N1-R1). Com o encamisamento CFRP melhorou-se a degradação de rigidez, observando-se também mais o efeito de “pinching” devido às fendas localizadas na interface da ligação sapata-pilar e também pela utilização de betão de melhor qualidade utilizado no reforço do provete PA1-N1. Mas ao mesmo tempo o confinamento adicional do encamisamento CFRP influencia no sentido de reduzir o eventual escorregamento das fendas e portanto não permite que o “pinching” se acentue de modo considerável.

Esse efeito de confinamento do encamisamento CFRP é bem notável no resultado do ensaio PA1-N4-R1, observando-se uma melhor resposta que no PA1-N1-R1, nomeadamente, melhor resistência, curvas de histereses mais estáveis, boa degradação de

rigidez e um efeito de “pinching” menos acentuado. Na Figura 6.24 faz-se uma comparação dos resultados destes ensaios, salientando-se também o efeito de contenção do encamisamento compósito no betão desagregado, acumulando esses agregados ao longo das fendas, contribuindo desta forma para o melhoramento do seu comportamento. Saliente-se que o aumento do nível de força registado no ensaio PA1-N4-R1, se pode atribuir em grande medida a uma maior variação do esforço axial registado neste ensaio comparativamente com o verificado no ensaio PA1-N1-R1. O facto deste último ensaio (PA1-N1-R1) ter sido realizado sobre um pilar danificado previamente, e portanto com fendilhação já instalada, conduziu a um menor aumento do pilar, associado ao processo de abertura e fecho de fendas do que o ensaio realizado sobre o pilar intacto (PA1-N4-R1). Como consequência do maior aumento do pilar intacto (PA1-N4), resultou numa maior variação do esforço axial.

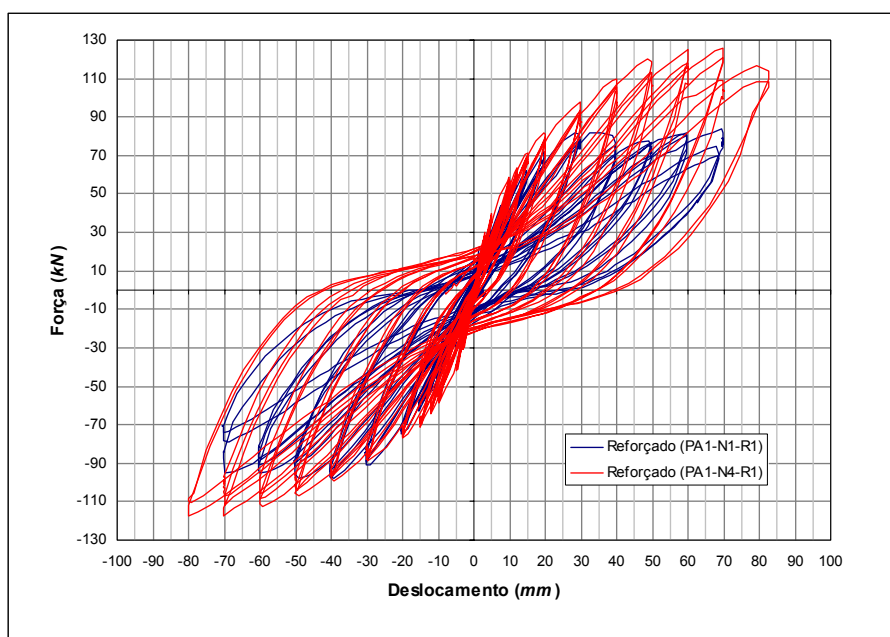


Figura 6.24 - Comparação das respostas experimentais.

6.3.3 Modelos Reforçados Com Cintas Metálicas

Depois dos ensaios cíclicos dos modelos PA1-N2 e PA1-N3, estes provetes foram reforçados com cintas metálicas, havendo uma ligeira diferença pois, como já foi referido no capítulo anterior, o reforço PA1-N3-R1 foi realizado com cintas metálicas e cantoneiras nos cantos.

O comportamento destes modelos após o reforço com cintas metálicas foi idêntico, embora o provete PA1-N3 tenha registado uma ligeira melhoria da resistência.

Tal como nos modelos não reforçados, e nos reforçados com encamisamento CFRP, os reforçados com cintas metálicas exibiram também fendas de flexão na interface entre o pilar e a sapata que regeram o seu comportamento. No entanto, verificou-se uma boa distribuição das fendas ao longo dos 50 *cm* reforçados, sem grandes diferenças entre os dois modelos devido à não ligação das cantoneiras colocadas nos cantos do provete PA1-N3 à sapata de fundação, contribuindo parcialmente na flexão, aumentando o confinamento da região da rótula plástica.

Nos dois modelos reforçados ensaiados, pôde-se constatar que a fenda principal da interface de ligação sapata-pilar controla de modo mais significativo o comportamento, evidenciando-se o acentuado efeito de “pinching”.

De facto, o uso de um betão de maior resistência na potencial região de formação de rótula plástica e o seu reforço com cintas metálicas condicionou a localização das fendas ao longo deste troço com maior abertura e menor embricamento na fenda, provocando um maior escorregamento na fenda e um maior “pinching” que nos provetes não reforçados. Nas Figuras 6.25 e 6.26 observa-se o acentuado efeito de “pinching” nos provetes reforçados, bem como o melhoramento da resistência e rigidez, apresentando-se curvas de histereses mais estáveis.

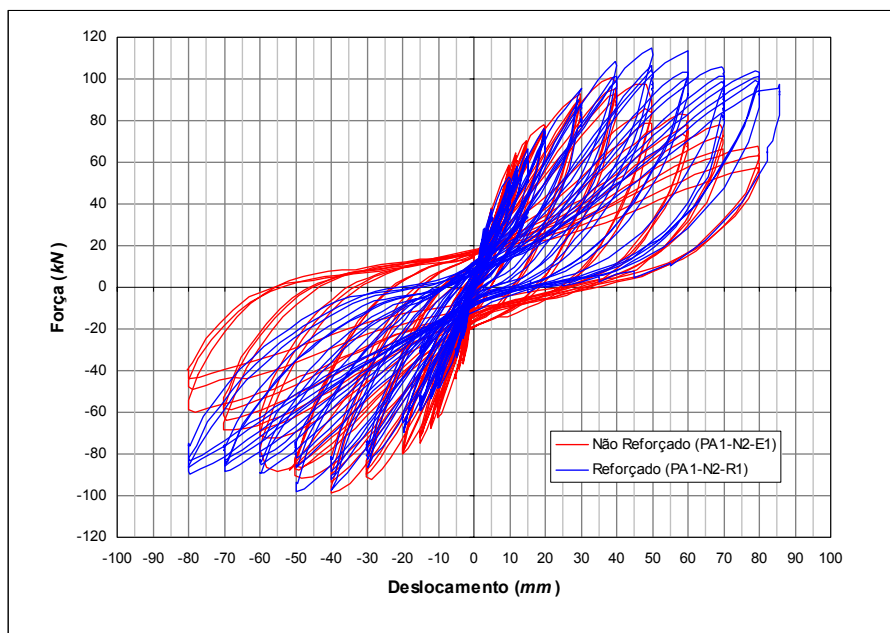


Figura 6.25 - Comparação das respostas experimentais (PA1-N2-E1 vs PA1-N2-R1).

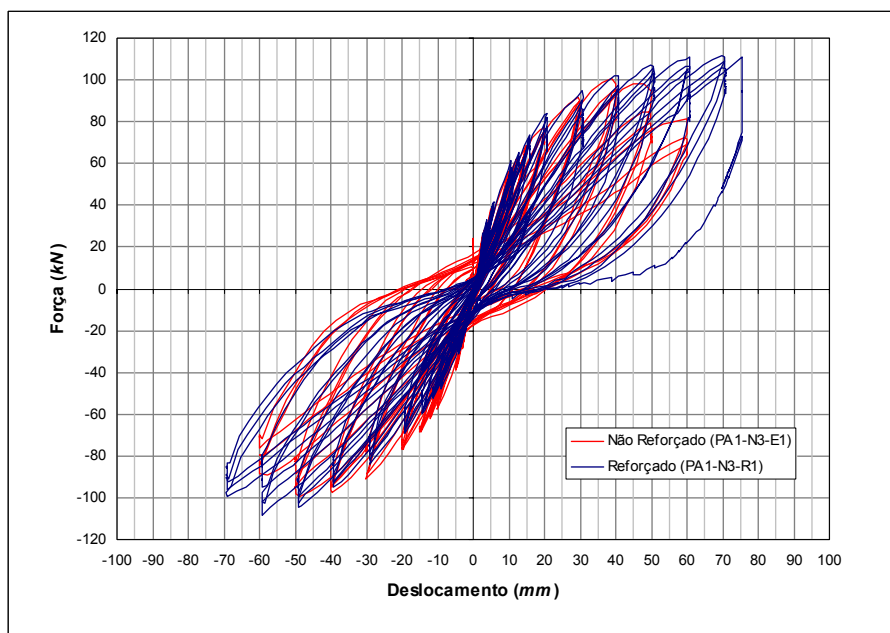


Figura 6.26 - Comparação das respostas experimentais (PA1-N3-E1 vs PA1-N3-R1).

Na Figura 6.27 ilustra-se o aspecto final dos modelos reforçados com elementos metálicos, constatando-se a concentração dos danos na interface sapata/pilar, com danos ligeiros na zona reforçada, observando-se uma fenda concentrada na secção crítica (Figura 6.28), havendo a diminuição do comprimento da rótula plástica e portanto uma maior concentração dos danos na proximidade da ligação à sapata.



a) Reforço com cintas metálicas



b) Reforço com cintas e cantoneiras metálicas

Figura 6.27 - Aspecto dos modelos reforçados depois dos ensaios.

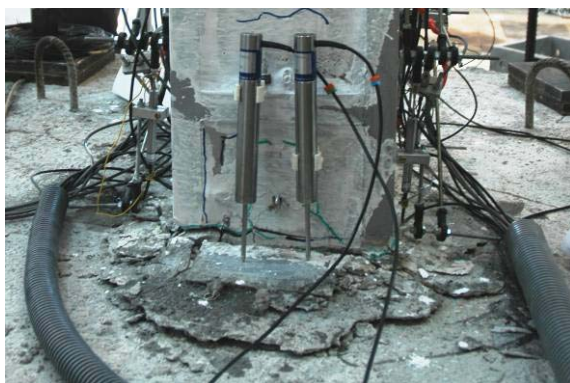


Figura 6.28 - Concentração das fendas na interface sapata/pilar.

6.4 ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Nesta secção faz-se a avaliação e a análise comparativa dos resultados de ensaios dos provetes não reforçados com os provetes reforçados com as soluções de reforço aplicadas a esses elementos, descritas no capítulo 5, utilizando os critérios enunciados anteriormente no início deste capítulo (item 6.2), nomeadamente, índice de ductilidade disponível, energia dissipada e índice de dano de Park e Ang, apontando-se as possíveis causas para o comportamento de cada ensaio.

Confrontando os resultados do ensaio PA1-N1-E1 e PA1-N1-R1 apresentados na Figura 6.29, observa-se um melhor comportamento do provete reforçado relativamente ao não reforçado, sobretudo na estabilidade do desenvolvimento dos ciclos maiores, aumentado em cerca de 25% a resistência, mantendo praticamente igual a rigidez elástica do provete. A apreciável diferença na resposta nos dois sentidos opostos de ensaio deve-se possivelmente à assimetria do recobrimento nos lados da direcção de ensaio.

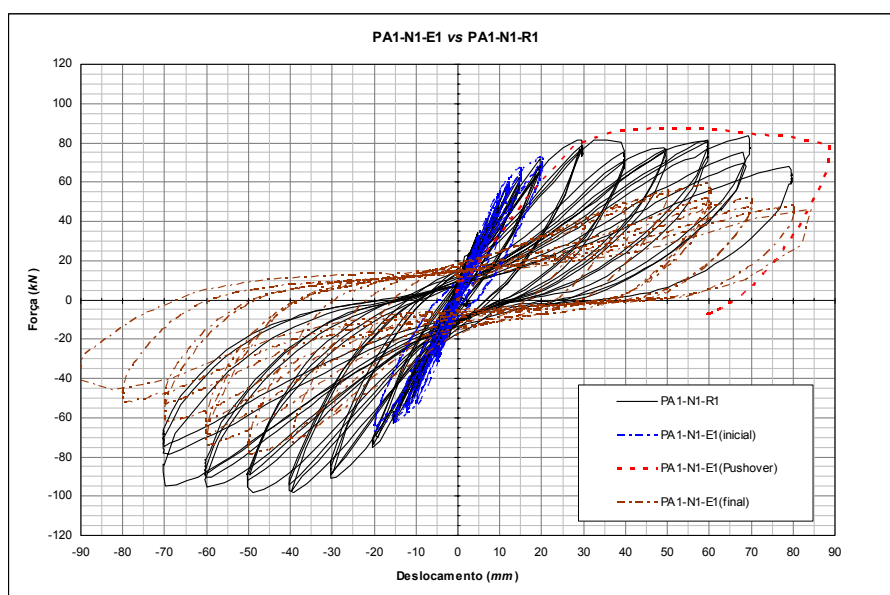


Figura 6.29 - Comparação dos resultados experimentais dos ensaios PA1-N1-E1 e PA1-N1-R1.

O provete reforçado com encamisamento CFRP e ensaiado sem danificação prévia (PA1-N4) apresentou um comportamento idêntico ao obtido no ensaio PA1-N1-R1, embora com um ligeiro aumento da resistência que se atribui em parte a uma maior

variação do esforço axial neste ensaio. Contudo, tal como observado no ensaio PA1-N1-R1, o ensaio PA1-N4-R1 apresentou pequenas diferenças na resistência justificadas pelas diferenças existentes nas camadas de recobrimento.

Da análise das curvas histeréticas dos ensaios PA1-N2-E1 e PA1-N2-R1 apresentados anteriormente na Figura 6.25, é também notável o melhoramento obtido após o reforço com cintas metálicas, conseguindo-se um aumento da resistência (na ordem dos 11%) e uma melhor dissipação de energia (comparações e comentários apresentados mais adiante), tendo, de um modo geral, apresentado um comportamento satisfatório para o nível de ductilidade para o qual foi reforçado.

O reforço com cintas metálicas melhorou o confinamento do betão, abrindo micro fissuras ao longo da região reforçada, transmitindo os esforços à sapata de fundação, evidenciando-se o notável efeito de “yielding penetration” no ciclo de 30 mm agravando-se com o desenrolar do ensaio. Ao contrario do provete não reforçado (ensaio PA1-N2-E1) que apresentou “spalling” do betão de recobrimento iniciado nos cantos e num comprimento de cerca de 25 *cm*, o provete reforçado (ensaio PA1-N2-R1) concentrou a degradação junto à base do pilar tendo-se observado o esgotar da resistência do betão à compressão.

No caso dos ensaios PA1-N3-E1 e PA1-N3-R1, as curvas histeréticas apresentaram andamentos semelhantes às curvas dos ensaios PA1-N2-E1 e PA1-N2-R1 embora, o ensaio PA1-N3-R1 tenha mantido estabilidade de resistência para ciclos de maior amplitude, causados pela contribuição das cantoneiras que absorveram uma parte dos esforços de flexão durante o ensaio, enquanto fosse efectiva a ligação das cantoneira ao provete conseguida através da resina.

Os provetes não reforçados apresentaram um índice de ductilidade em deslocamento característico igual a 5. Para o efeito, utilizou-se o critério descrito no Eurocódigo 8, aplicando-se para as curvas histeréticas dos provetes PA1-N2 (Figura 6.30) e PA1-N3 (Figura 6.31) antes dos reforços.

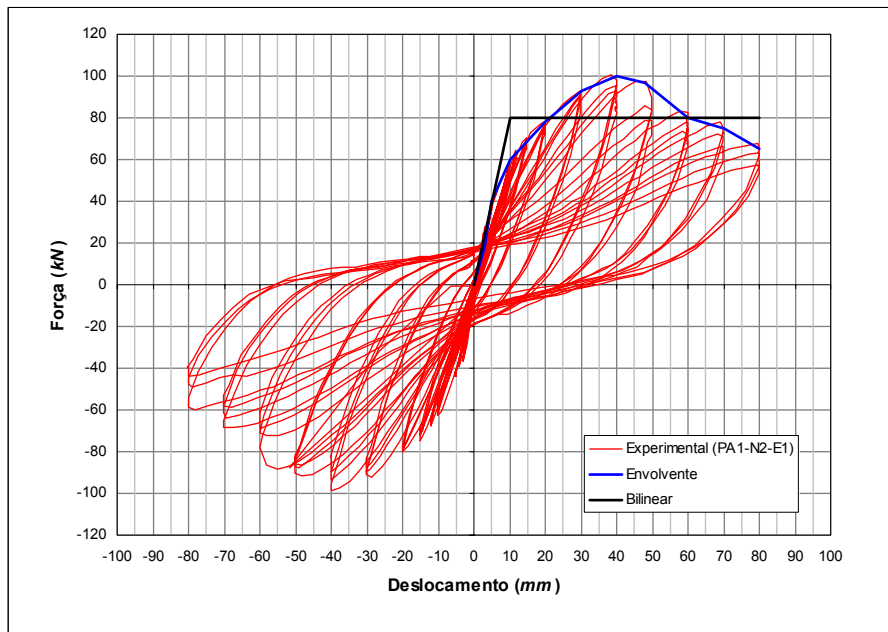


Figura 6.30 - Envolvente e determinação do deslocamento de cedência (provete PA1-N2).

Usando o critério do Eurocódigo 8 obtém-se um deslocamento de cedência d_y igual a 10 mm para o provete PA1-N2 (Figura 6.30) e aproximadamente igual a 11 mm para o provete PA1-N2, tal como ilustrado na Figura 6.31.

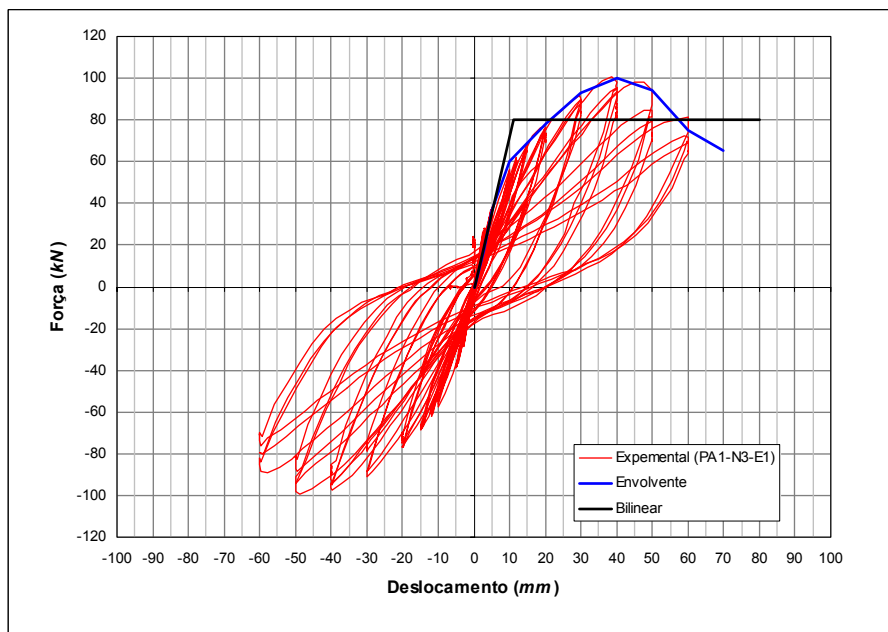


Figura 6.31 - Envolvente e determinação do deslocamento de cedência (provete PA1-N3).

No cálculo das ductilidades em deslocamento dos pilares não reforçados foi considerado que o colapso dos provetes foi atingindo no segundo ciclo de deslocamento igual a 50 mm embora, se fosse considerado o critério de redução da força em 20% (Priestley et al. (1996) e Eurocódigo 8) ter-se-ia obtido um deslocamento de colapso igual a 60 mm. Esta consideração pode ser justificada pela conjugação do aspecto dos pilares ensaiados e pelo critério do traçado do modelo bilinear para a envolvente da curva cíclica, procurando-se igualar as áreas delimitadas entre o modelo bilinear e a envolvente.

No cálculo da ductilidade dos provetes reforçados, utilizou-se também o mesmo critério que o utilizado nos provetes não reforçados.

Porém, tal como referido no capítulo 5, o dimensionamento das técnicas de reforço dos provetes ensaiados não foi em termos de melhoramento de resistência mas sim na ductilidade para se tirar maior proveito do betão confinado, conseguindo-se assim um melhoramento do índice de ductilidade em deslocamento entre 6 e 7.

No Quadro 6.1 resume-se os valores das ductilidades disponíveis μ_d dos provetes ensaiados calculados com os critérios referidos anteriormente, ou seja $\mu_d = d_{ult}/d_y$.

Quadro 6.1 - Resumo da ductilidade disponível em deslocamento dos provetes ensaiados.

Provetes	Ductilidade (Provetes não reforçados)	Ductilidade (Provetes reforçados)
PA1-N1	$\frac{50}{10}=5$	$\frac{60}{10}=6$
PA1-N2	$\frac{50}{10}=5$	$\frac{70}{10}=7$
PA1-N3	$\frac{50}{10}=5$	$\frac{70}{10}=7$
PA1-N4	$\frac{50}{10}=5$	$\frac{70}{10}=7$

6.4.1 Energia Dissipada

Na análise da energia dissipada ao longo de cada ensaio e face ao ruído presente na resposta de cada um dos ensaios associado ao tempo de espera no decurso do ensaio, optou-se por estabelecer critérios para minimizar os seus efeitos:

- Foram desprezados todos os ciclos inferiores a 5 *mm* para os ensaios com pouco ruído;
- Para os ensaios com muito ruído, foram considerados apenas os ciclos a partir de 20 *mm* (caso do ensaio PA1-N1-R1) e 30 *mm* para o ensaio PA1-N1-E1.

Em seguida, são apresentadas as figuras com as energias dissipadas durante cada ensaio, comentando-se os aspectos mais relevantes.

Deste modo, faz-se a comparação da energia dissipada nos provetes não reforçados dos provetes PA1-N2 e PA1-N3, seguida da energia acumulada nos ciclos considerados, isto é, excluindo os ciclos menores que 5 *mm* para os dois provetes, respectivamente.

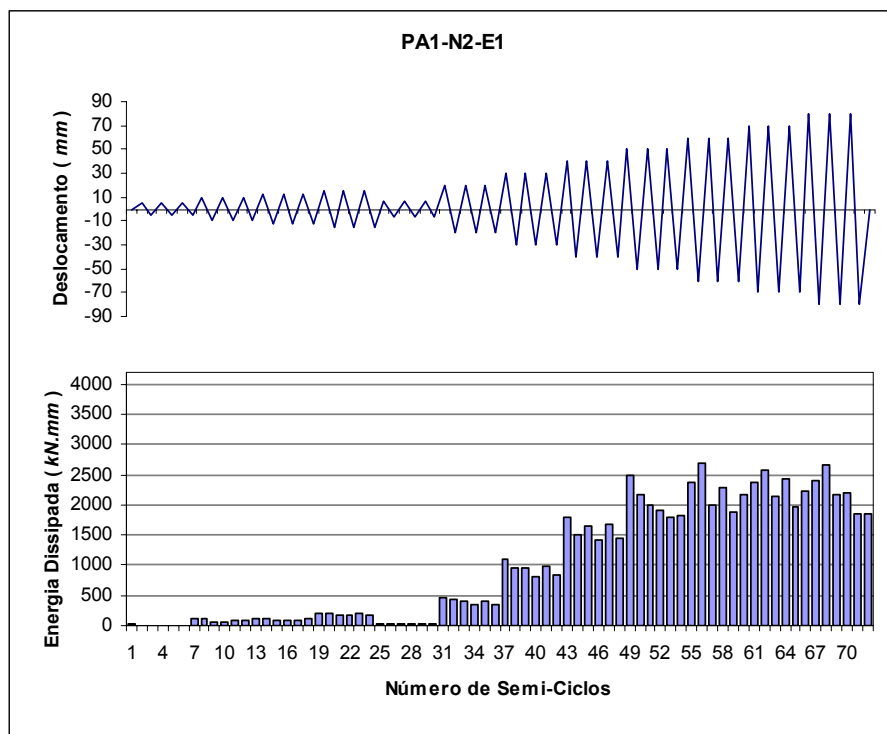


Figura 6.32 - Energia dissipada em cada semi-ciclo no ensaio PA1-N2-E1.

Como se pode ver na Figura 6.32, a energia dissipada no ensaio PA1-N2-E1 é gradualmente crescente, registrando-se uma certa diminuição nos ciclos de 7 *mm*.

No ensaio PA1-N2-E1, não se realizaram os três ciclos de 15 *mm* entre os ciclos de 40 e 50 *mm*, apresentando um aspecto de crescimento linear, sem patamar.

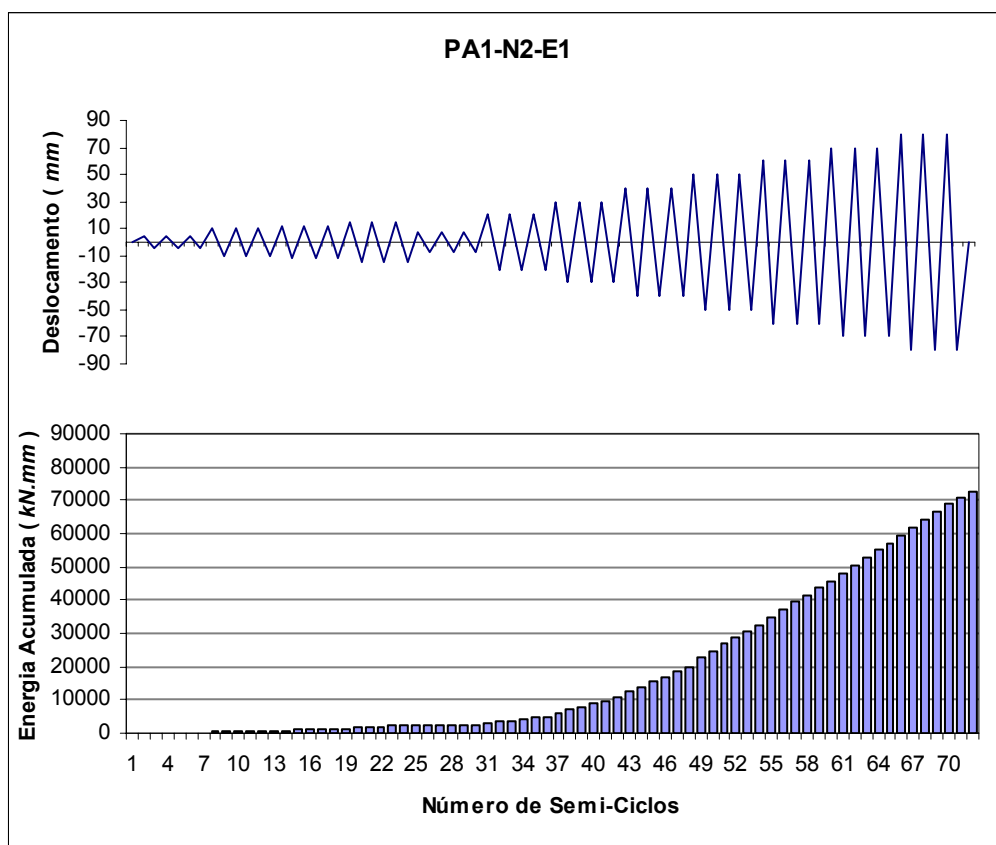


Figura 6.33 - Energia acumulada no ensaio PA1-N2-E1 (excluindo os ciclos menores que 5 *mm*).

Tal como se pode observar na Figura 6.34, a inclusão de ciclos de menor amplitude (15 *mm*) entre os ciclos de 40 e 50 *mm* no ensaio PA1-N3-E1, apresenta um decréscimo significativo na energia dissipada nestes ciclos, voltando a registar um aumento e andamento idêntico ao registado no ensaio PA1-N2-E1.

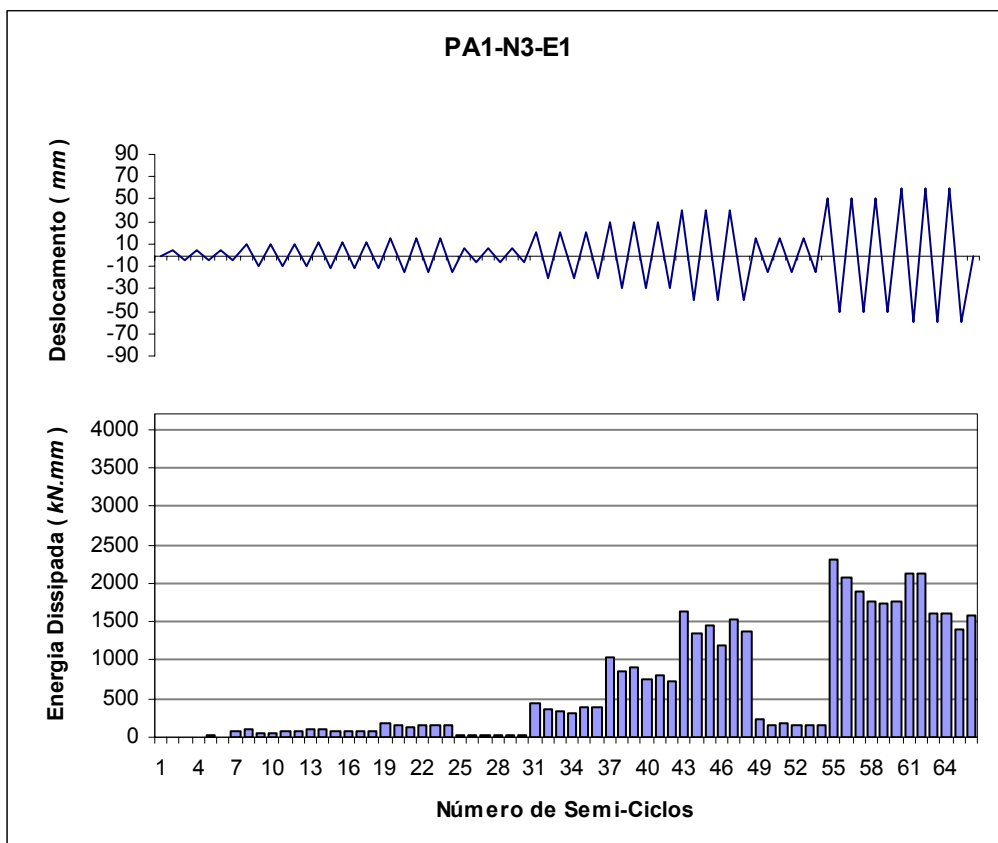


Figura 6.34 - Energia dissipada em cada semi-ciclo no ensaio PA1-N3-E1.

De facto, tal como se pode constatar na Figura 6.35, a inclusão do ciclo de 15 mm entre os ciclos de 40 e 50 mm introduz um patamar na evolução da energia acumulada, traduzindo a pequena dissipação de energia nestes semi-ciclos em comparação com os outros de maior amplitude.

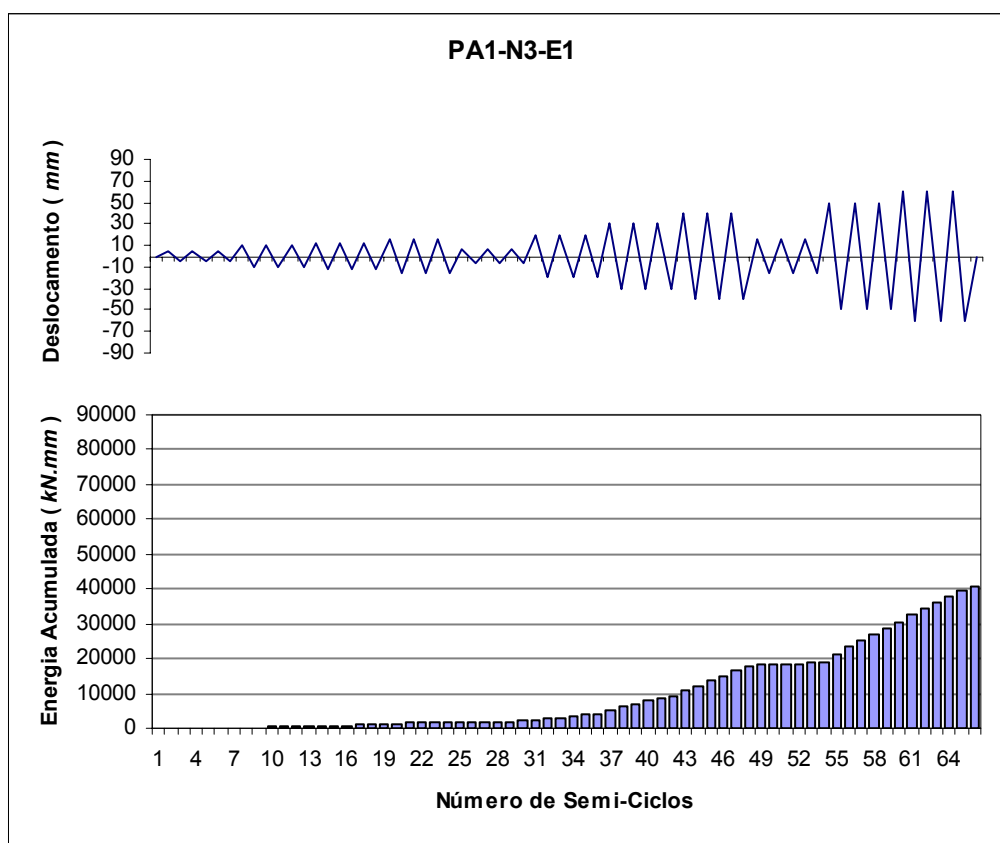


Figura 6.35 - Energia acumulada no ensaio PA1-N3-E1.

A energia acumulada no ensaio PA1-N3-E1 é ligeiramente inferior à registada no ensaio PA1-N2-E1. Essa diferença pode justificar-se pela diferença de história de deslocamentos imposto neste ensaio. A introdução dos ciclos de 15 mm no ensaio PA1-N3-E1 teve como objectivo principal a avaliação do comportamento em ciclos de menor amplitude depois dos provetes terem experimentado incursões no domínio não linear, nomeadamente, na avaliação da rigidez.

Confrontando a evolução das energias acumuladas nos ensaios dos provetes não reforçados, pode-se ver que têm o mesmo andamento até ao semi-ciclo 49, começando depois a notar-se a diferença. Evidencia-se aqui, a importância da história de carregamento para a energia dissipada. Outro factor que influenciou esta diferença na evolução da resposta destes pilares foi a variação do esforço axial (diferente nos dois ensaios). Além dos dois factores apontados para essa diferença de comportamento, há que referir a diferença de recobrimento nos dois provetes, que supostamente deveriam ser iguais, é um

outro factor que tem uma contribuição na capacidade do pilar, sobretudo nos ciclos de maior amplitude.

Durante o ensaio PA1-N1-E1 registaram-se muitos ruídos que afectaram os resultados deste ensaio. No entanto, retirando os ciclos afectados pelos ruídos, nomeadamente os ciclos inferiores a 30 mm, alcançam-se valores idênticos da energia dissipada e acumulada que os registados nos restantes provetes não reforçados (Figuras 6.36 e 6.37).

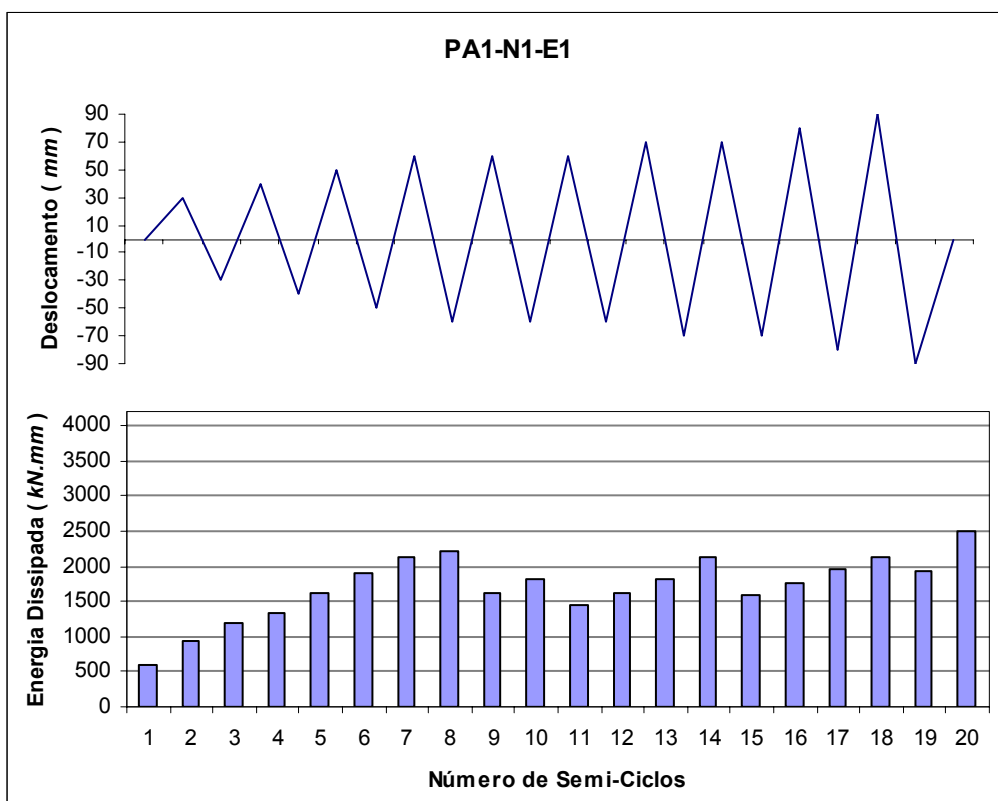


Figura 6.36 - Energia dissipada nos semi-ciclos considerados no ensaio PA1-N1-E1.

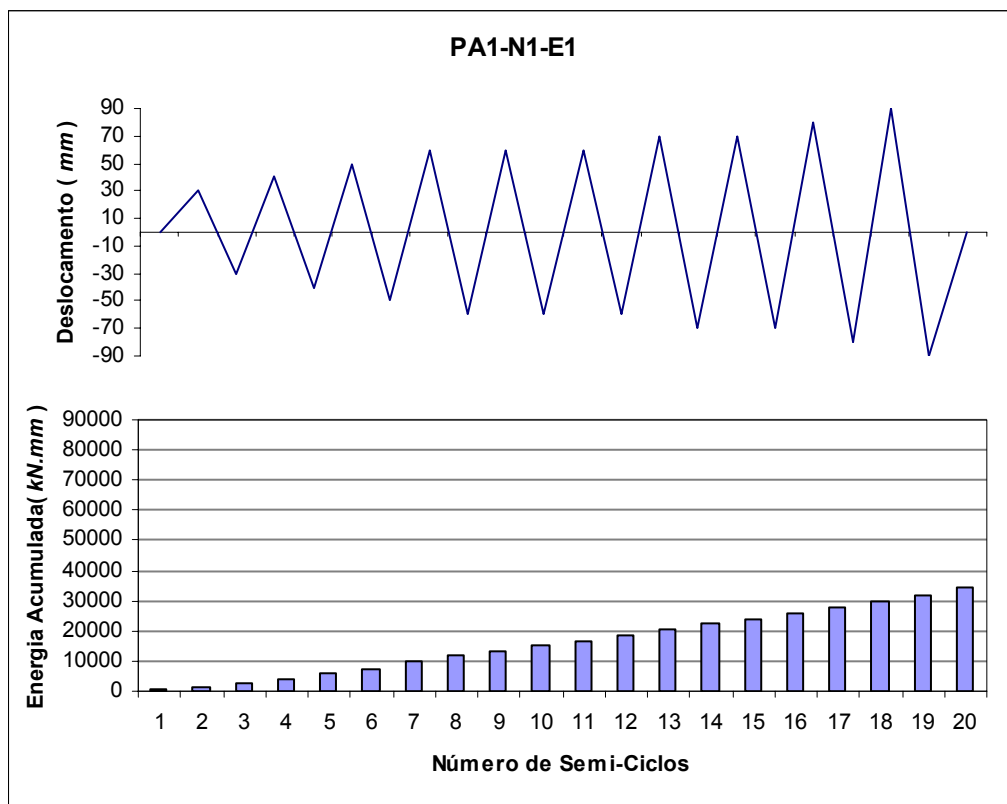


Figura 6.37 - Energia acumulada no ensaio PA1-N1-E1.

Da análise da evolução da energia dissipada durante os ensaios dos pilares não reforçados, observa-se valores ligeiramente superiores nos primeiros ciclos de cada amplitude que decrescem nos ciclos seguintes da mesma amplitude devido à primeira incursão virgem em cada ciclo, dissipada na abertura de fendas e no “spalling” do betão de recobrimento, bem como a conhecida deterioração cíclica do contacto ao longo dos varões, que gradualmente aumenta a largura das fendas, reduzindo o efeito tensão-rigidez.

Tal como referido e descrito no capítulo 5, os provetes ensaiados foram reforçados com diferentes soluções de reforço, nomeadamente, encamisamento com mantas de fibras de carbono (CFRP) e cintas metálicas com e sem cantoneiras nos cantos.

Assim, tal como observado nos provetes não reforçados, a energia dissipada no provete reforçado com encamisamento de mantas de fibras de carbono (ensaio PA1-N1-R1) apresentou valores e andamento relativamente similares aos obtidos nos ensaios

PA1-N2-E1 e PA1-N3-E1. Na Figura 6.38 apresenta-se o gráfico de barras da energia dissipada no ensaio PA1-N1-R1, observando-se os aspectos referidos anteriormente no que respeita à sua evolução.

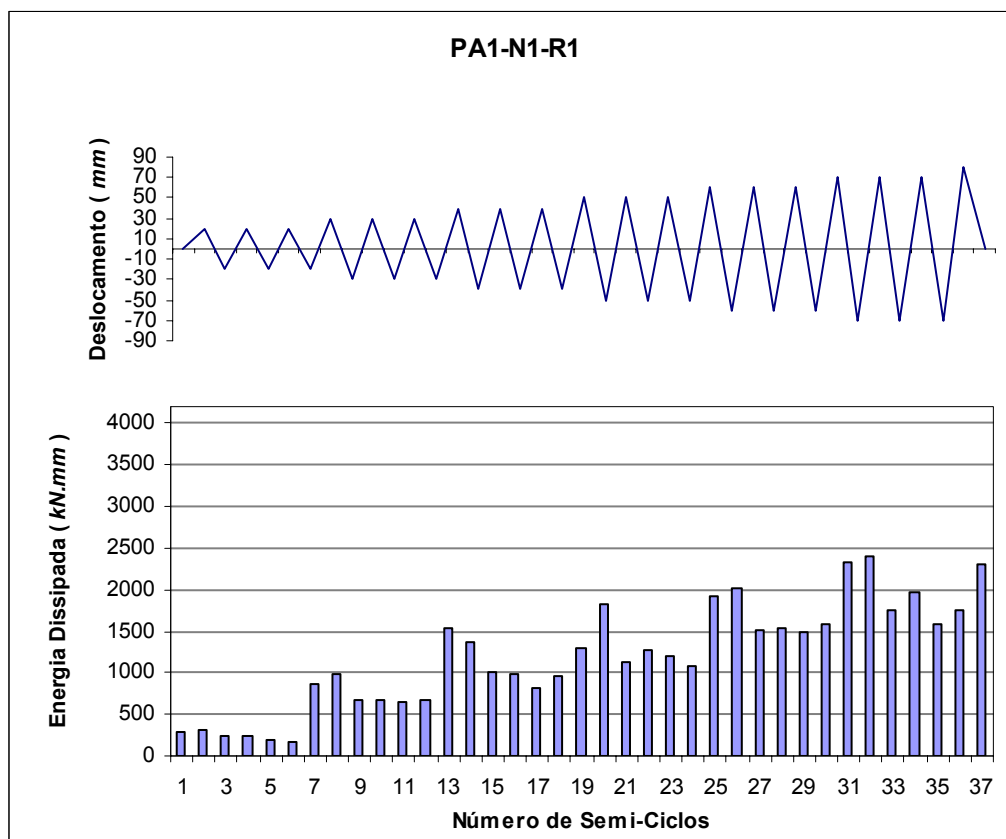


Figura 6.38 - Energia dissipada nos semi-ciclos considerados no ensaio PA1-N1-R1.

Devido aos ruídos, a energia dissipada no ensaio PA1-N1-R1 foi calculada contabilizando-se apenas os ciclos a partir dos 20 mm. Deste modo, pode-se contar 37 semi-ciclos (1 semi-ciclo de 80 mm). Na Figura 6.39 apresenta-se o gráfico de barras da energia acumulada associada à história de deslocamento considerado.

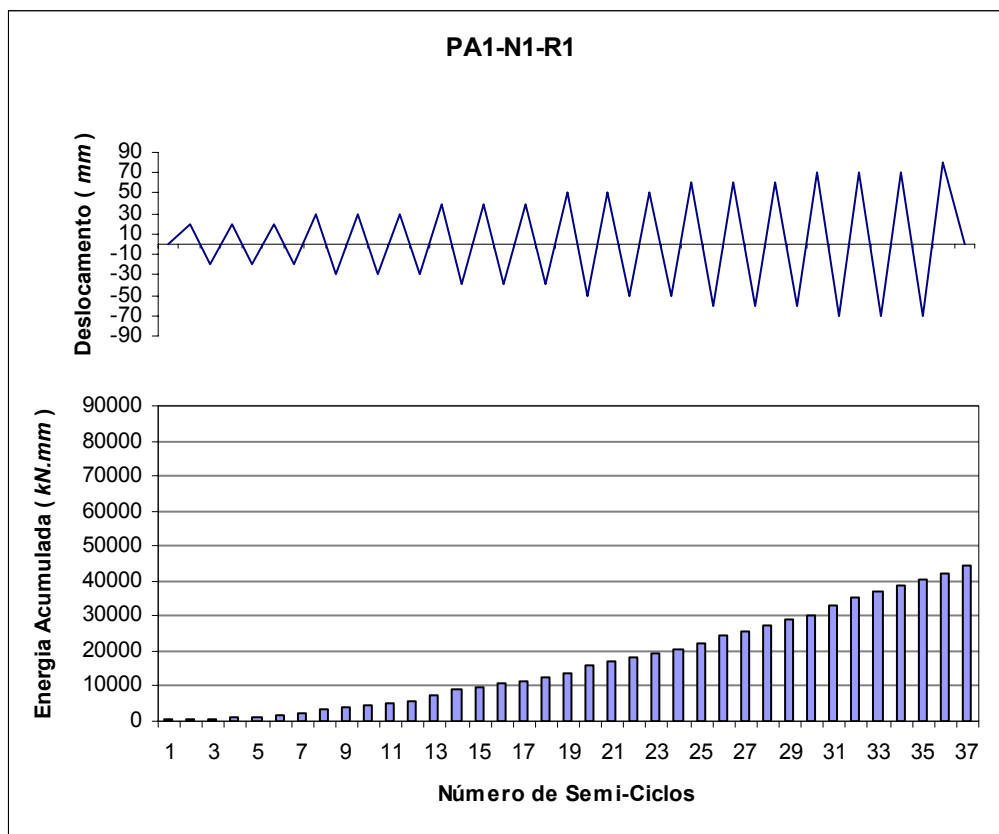


Figura 6.39 - Energia acumulada no ensaio PA1-N1-R1 (excluindo os ciclos menores que 20 mm).

Como se ilustra na Figura 6.40, com a inclusão de ciclos de pequena amplitude (15 mm) entre os ciclos de 40 e 50 mm, o andamento do gráfico de barras da energia dissipada do pilar reforçado com cintas metálicas, ensaio PA1-N2-R1, regista uma redução nos seus valores crescentes.

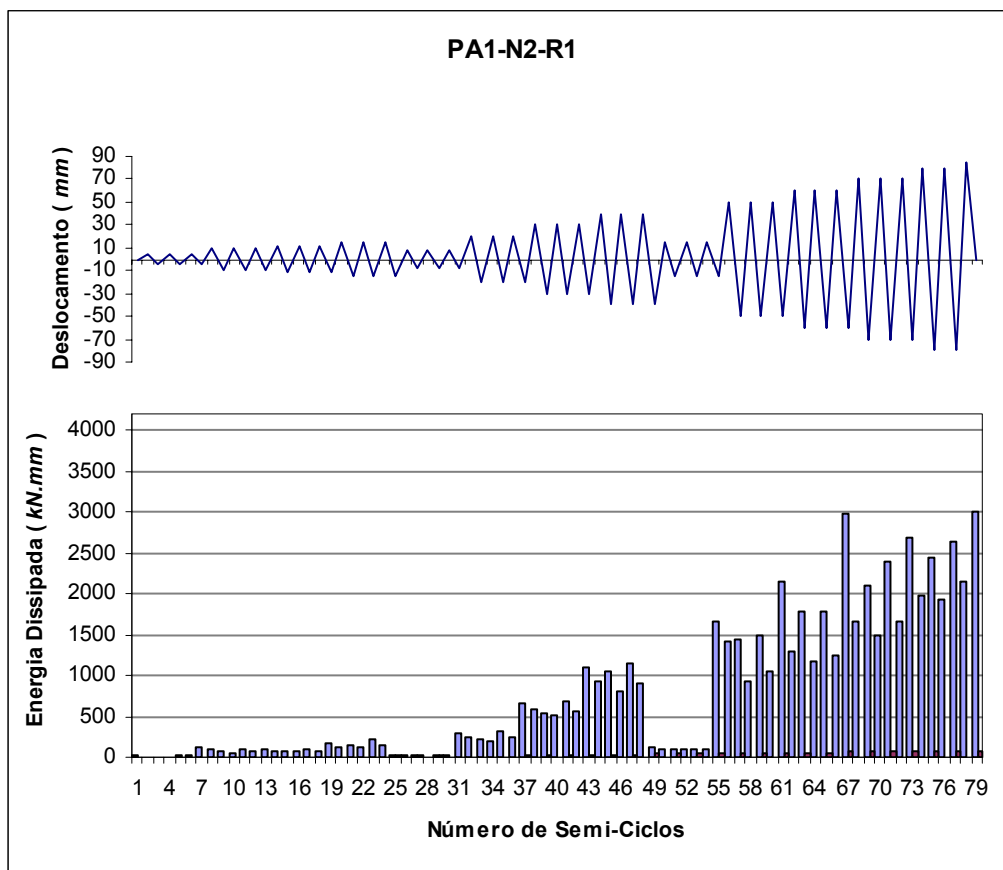


Figura 6.40 - Energia dissipada nos semi-ciclos considerados no ensaio PA1-N2-R1.

Como resultado dos ciclos de 15 mm introduzidos na história de deslocamentos neste ensaio (PA1-N2-R1), a energia acumulada apresentou um crescimento com um patamar face à pequena energia dissipada nestes semi-ciclos. Na Figura 6.41 ilustra-se o desenvolvimento da energia acumulada durante o ensaio PA1-N2-R1 e a respectiva lei de deslocamentos.

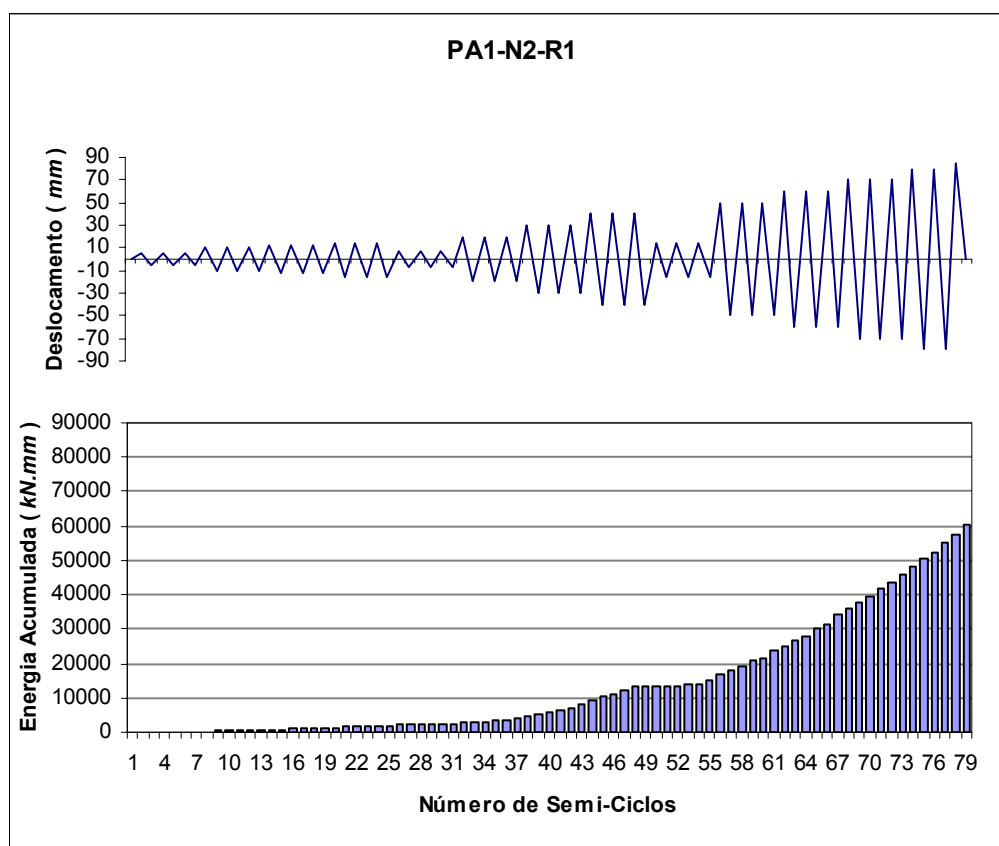


Figura 6.41 - Energia acumulada no ensaio PA1-N2-R1 (excluindo os ciclos menores que 5 mm).

Tal como referido para o ensaio PA1-N2-R1, os ciclos de 15 mm introduzidos durante o ensaio do provete PA1-N3 reforçado com cintas metálicas com cantoneiras nos cantos (ensaio PA1-N3-R1) depois deste experimentar ciclos de grande amplitude, introduzem um pequeno troço de pequeno declive como resultado de pequenas energias dissipadas (Figura 6.42).

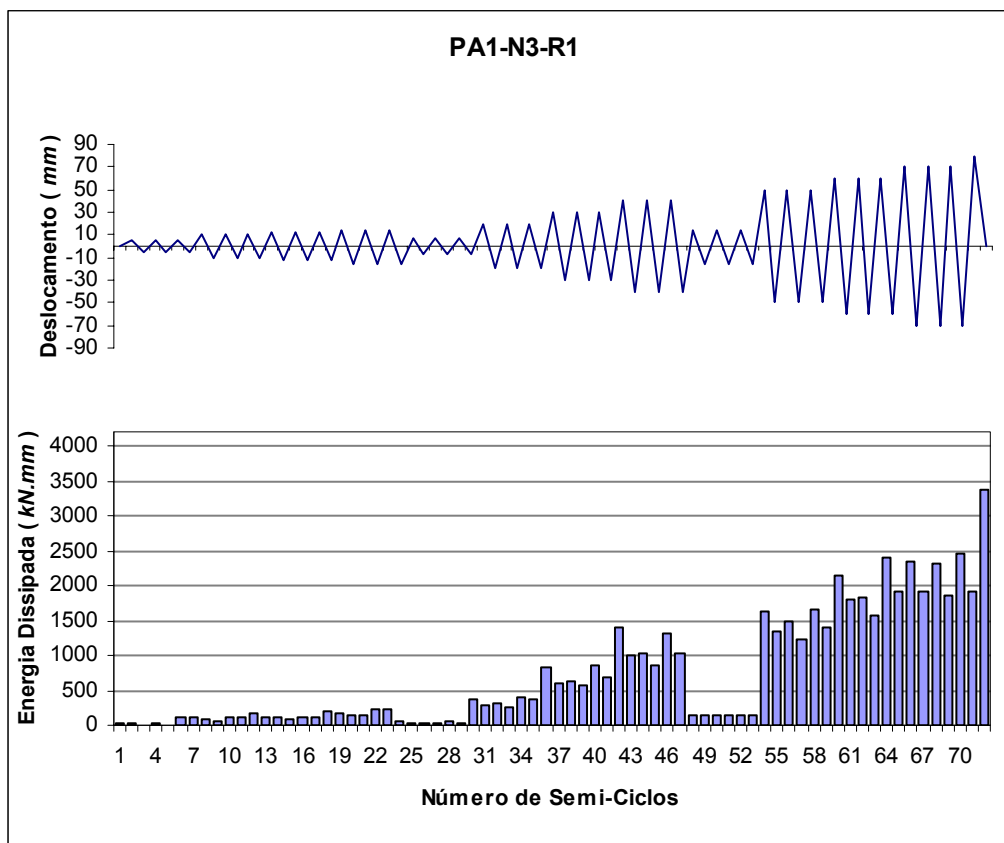


Figura 6.42 - Energia dissipada em cada semi-ciclo no ensaio PA1-N3-R1.

Comparando as energias dissipadas nos ensaios PA1-N3-R1 e PA1-N2-R1, referente aos ensaios de pilares reforçados com cintas metálicas com e sem cantoneiras nos cantos, respectivamente, observa-se uma melhoria do provete PA1-N3 sobre o provete PA1-N2 devido a contribuição das cantoneiras adicionadas nos cantos do provete PA1-N3 na dissipação de energia. Esta melhoria na dissipação de energia traduz-se em valores ligeiramente superiores de energia acumulada no ensaio PA1-N3-R1, como ilustrado na Figura 6.43.

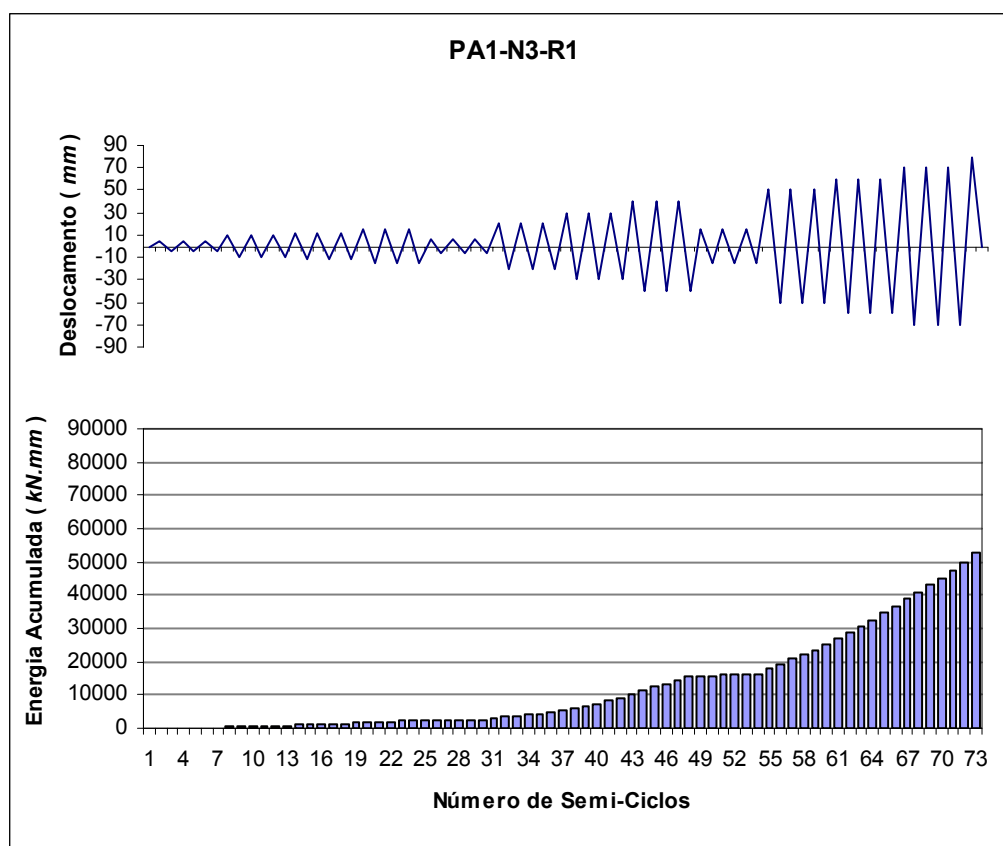


Figura 6.43 - Energia acumulada no ensaio PA1-N3-R1.

O provete PA1-N4, reforçado com fibras de carbono sem danos prévios, mostrou uma melhoria em relação aos provetes reforçados na energia dissipada. Da análise da Figura 6.44, pode-se notar a boa dissipação de energia registada durante o ensaio PA1-N4-R1 devido ao melhoramento do confinamento do betão devido ao encamisamento com mantas de fibras de carbono, explorando assim a ductilidade e do efeito de contenção do betão degradado.

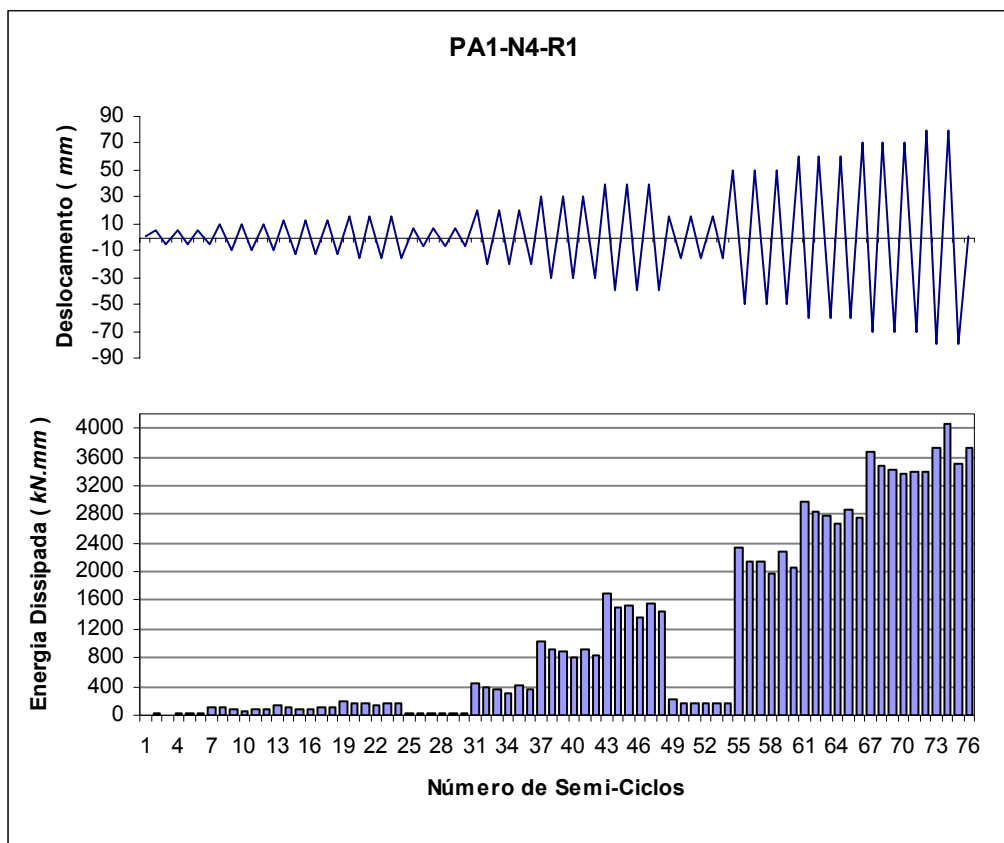


Figura 6.44 - Energia dissipada em cada semi-ciclo no ensaio PA1-N4-R1.

Na Figura 6.45 apresenta-se a energia acumulada do ensaio PA1-N4-R1 que registou valores mais altos que os restantes provetes reforçados.

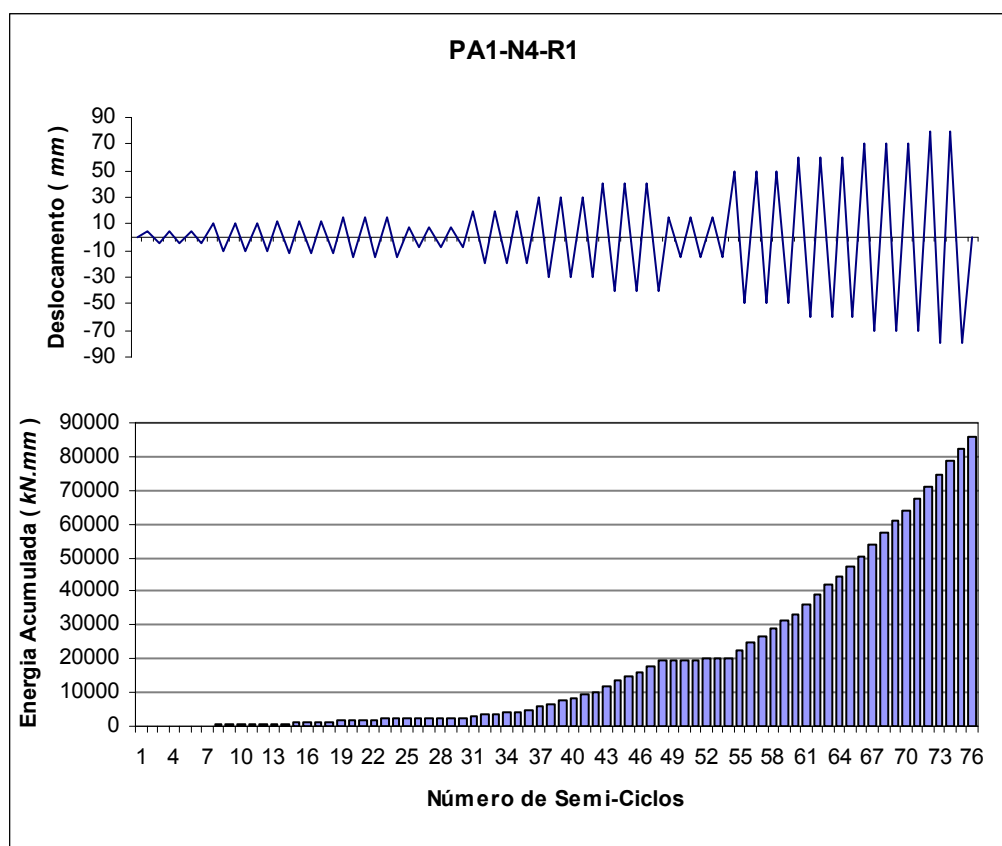


Figura 6.45 - Ensaio acumulada no ensaio PA1-N4-R1.

Da análise dos resultados dos ensaios apresentados nesta secção, é possível verificar a semelhança da progressão da energia dissipada nos modelos reforçados e não reforçados, verificando-se semelhança no comportamento dos provetes não reforçados obtidos a partir dos resultados dos ensaios PA1-N2-E1 e PA1-N3-E1; no entanto, o cálculo da energia dissipada no ensaio PA1-N1-E1 (que apresentou muitos ruídos), mostrou uma concordância com os valores obtidos nos dois primeiros. Por outro lado, é possível verificar a eficiência de cada solução de reforço aplicada a cada um dos provetes.

O encamisamento com mantas de fibras de carbono realizado sobre o provete intacto (ensaio PA1-N4-R1), mostrou-se mais eficaz que todas as outras soluções de reforço tratadas no presente trabalho, nomeadamente com cintas metálicas com e sem cantoneiras nos cantos. Os resultados dos ensaios PA1-N2-R1 e PA1-N3-R1, referentes aos ensaios dos provetes reforçados com cintas metálicas sem e com cantoneiras nos cantos, respectivamente, mostram semelhanças na progressão da energia dissipada e acumulada

embora, o provete reforçado com cintas metálicas e cantoneiras no cantos (PA1-N3) tenha registado maior energia dissipada num dos semi-ciclos. No entanto, a energia acumulada do provete reforçado apenas com cintas metálicas (PA1-N2) mostrou-se ligeiramente maior que o registado no ensaio PA1-N3-R1.

Comparando a média da energia dissipada nos ensaios dos provetes não reforçados, observa-se que o provete PA1-N2 apresenta os maiores valores, atingindo valores superiores na ordem de 28% sobre o provete PA1-N3 (no deslocamento de 60 mm) e cerca de 13% superior que o provete PA1-N1. A Figura 6.46 ilustra a média da energia dissipada para os ciclos de 30, 40, 50 e 60 mm de amplitude.

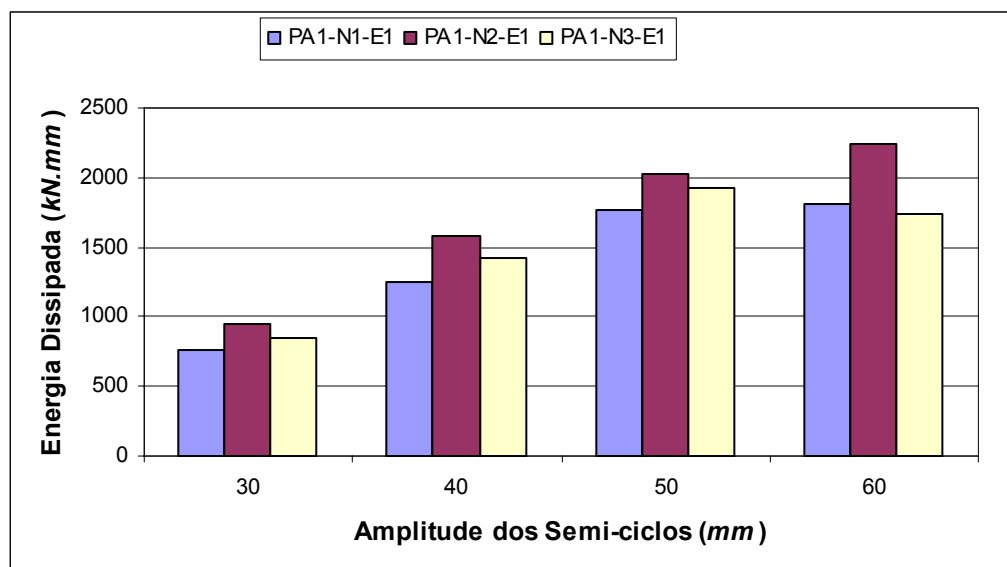


Figura 6.46 - Média da energia dissipada nos ensaios dos provetes não reforçados.

A diferença observada pode justificar-se pela assimetria no recobrimento nos provetes ensaiados e, adicionalmente, a influência da crescente variação do esforço axial, sobretudo nos ciclos de maior amplitude.

Analisando a média da energia dissipada nos provetes reforçados no semi-ciclo de 70 mm de amplitude, é notável a eficiência do reforço com encamisamento com mantas de fibras de carbono sobre o provete intacto (ensaio PA1-N4-R1), atingindo-se valores na ordem de

75% superiores que o pilar reforçado com a mesma solução após danificação prévia (ensaio PA1-N1-R1) e, cerca de 68% sobre o provete reforçado com cintas metálicas e cantoneiras nos cantos (ensaio PA1-N3-R1). Apresenta-se na Figura 6.47 a média da energia dissipada nos ensaios dos provetes reforçados, considerando os ciclos de 20, 30, 40, 50, 60, 70 e 80 *mm* de amplitude.

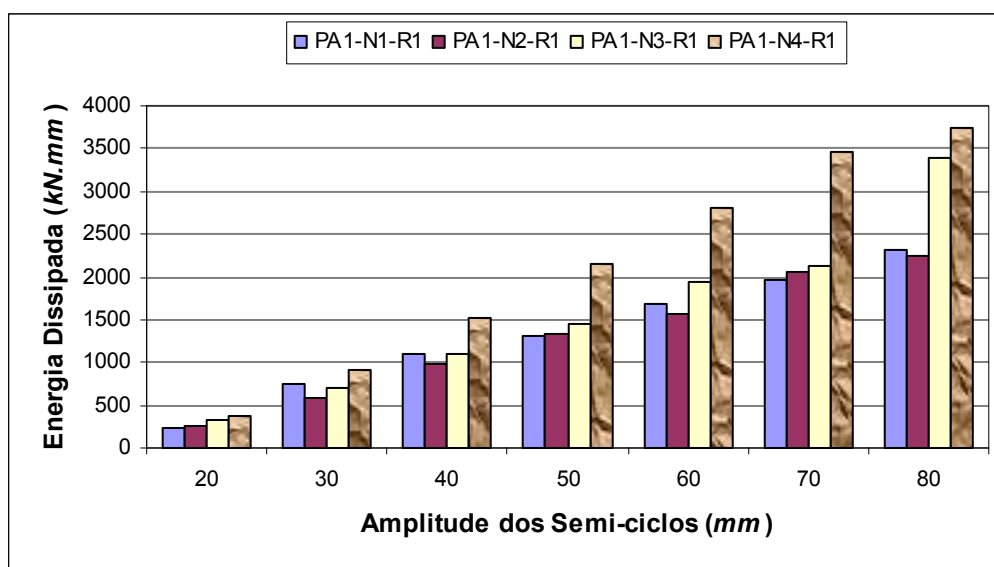


Figura 6.47 - Média da energia dissipada nos ensaios dos provetes reforçados.

Por outro lado, da análise da média da energia dissipada (Figuras 6.46 e 6.47), constata-se que a energia dissipada nos ciclos de 60 *mm* é cerca de duas vezes superior que a dissipada nos semi-ciclos de 30 *mm* nos provetes não reforçados e entre 2.5 a 3 para os provetes reforçados.

Em média, o reforço com encamisamento com mantas de fibras de carbono melhorou até cerca de 46% da energia dissipada pelo provete não reforçado para às maiores amplitudes.

6.4.2 Índice de Energia

Apresenta-se no Quadro 6.2 o resumo dos índices de energia I_E calculados para os dois modelos não reforçados ensaiados com a mesma história de deslocamento, podendo-se apreciar a evolução característica do índice de energia.

Quadro 6.2 - Resumo dos índices de energia.

Ensaio Índice de Energia	PA1-N2-E1	PA1-N3-E1
I_{E50}^1	4.419	4.158
I_{E40}^3	3.592	3.197
I_{E30}^3	1.912	1.668
I_{E20}^3	0.878	0.755

No Quadro 6.2, I_{Ed}^n significa: Índice de energia I_E do provete ensaiado (não reforçado e reforçados, ver Quadro 6.3) no ciclo n do deslocamento d .

Apresenta-se no Quadro 6.3 o resumo dos índices de energia para os provetes reforçados após serem submetidos à mesma história de deslocamentos que os não reforçados.

Quadro 6.3 - Resumo dos índices de energia dos provetes reforçados.

Ensaio Índice de Energia	PA1-N1-R1	PA1-N2-R1	PA1-N3-R1	PA1-N4-R4
I_{E60}^3	4.230	4.328	5.106	6.969
I_{E60}^1	3.380	3.504	4.031	5.426
I_{E50}^3	2.834	3.017	3.484	4.620
I_{E50}^1	2.186	2.336	2.686	3.447
I_{E40}^3	1.752	1.916	2.272	2.824
I_{E30}^3	0.825	1.009	1.236	1.413
I_{E20}^3	0.200	0.514	0.652	0.662

Pela análise dos índices de energia dos provetes ensaiados (Quadros 6.2 e 6.3), verifica-se que os provetes reforçados apresentam valores mais baixos que os provetes não reforçados. A partir da média dos índices de energia, constata-se que os valores referentes aos provetes não reforçados são cerca de 55 a 61% superiores comparativamente aos valores obtidos a partir dos provetes reforçados. Embora a energia dissipada pelos provetes reforçados seja superior relativamente a dos provetes não reforçados, eles apresentam um certo ganho de ductilidade e de resistência, traduzindo-se em índices de energia com valores menores do que os obtidos dos provetes não reforçados, isto é, o quociente da energia dissipada $\int dE$ e a capacidade da energia monotónica (produto entre a força de cedência F_y e o deslocamento último d_{ult}) resulta em valores inferiores do que os calculados a partir dos provetes não reforçados. Destes resultados, pode-se concluir que os índices de energia subestimam energia em elementos dúcteis.

6.4.3 Índice de Dano

Relativamente ao índice de dano de Park e Ang, na ausência de dados experimentais de pushover para a determinação do deslocamento último e a força de cedência, pareceu uma boa aproximação a utilização da Equação (6.5), igualando o dano à unidade para o 2º ciclo de 50 mm de deslocamento e, tendo em consideração a Figura 6.30, onde se obteve com relativa confiança a força de cedência, que conduziu a um deslocamento último $d_{ult} = 70 \text{ mm}$, estando em concordância com as aparências físicas observadas durante os ensaios. O deslocamento último foi obtido utilizando a energia dissipada acumulada dos provetes não reforçados nos ensaios PA1-N2-E1 e PA1-N3-E1.

O facto de ter ocorrido uma falha no controlo do sistema, originando o pushover presente no ensaio PA1-N1-E1, dificulta a sua comparação com os restantes dois ensaios. Assim, a caracterização do nível de danos experimentados pelos provetes não reforçados dos três modelos foram calculados para os dois ensaios, tal como se procedeu para a determinação do deslocamento último (PA1-N2-E1 e PA1-N3-E1), são apresentados no Quadro 6.4.

Quadro 6.4 - Resumo dos índices de dano de Park e Ang dos provetes não reforçados.

Ensaio Índice de dano de Park & Ang	PA1-N2-E1	PA1-N3-E1
D_{50}^1	0.94	0.92
D_{40}^3	0.75	0.73
D_{30}^3	0.52	0.51
D_{20}^3	0.33	0.32

No Quadro 6.4, D_d^n significa: Índice de energia D do provete ensaiado (não reforçado ou reforçado, ver Quadro 6.5) no ciclo n do deslocamento d .

No caso de pilares reforçados, tal como no caso dos provetes não reforçados, determinou-se o deslocamento último seguindo a mesma metodologia:

- A partir da equação principal de índice de dano de Park e Ang (6.5) e, igualando essa equação à unidade para um determinado ciclo, calcula-se o deslocamento último;
- O valor de cedência F_y foi determinado a partir de resultados da curva de histereses experimental, traçando-se um modelo bilinear seguindo o critério do Eurocódigo 8, tal como se ilustra na Figura 6.30, para o caso do provete PA1-N2 e, PA1-N3 (Figura 6.31).
- Para o efeito, o deslocamento máximo, d_{\max} , foi tomado igual ao do 1º ciclo de 70 mm, obtendo-se uma gama de valores últimos variando entre 91mm a 105 mm. Para garantir a uniformização dos resultados, por se tratar do mesmo modelo, adoptou-se como deslocamento último o deslocamento de 90 mm.
- Os parâmetros d_{\max} e $\int dE$ são obtidos da história de carregamento utilizada. O parâmetro β foi tomado igual a 0.05, tal como sugerido por Park et al., para elementos de betão armado (Park e Ang, 1987).

No Quadro 6.5 são apresentados os valores dos índices de dano de Park e Ang dos modelos reforçados.

Quadro 6.5 - Resumo dos índices de dano de Park e Ang dos pilares reforçados.

Ensaio Índice dano de Park & Ang	PA1-N1-R1	PA1-N2-R1	PA1-N3-R1	PA1-N4-R1
D_{60}^3	0.878	0.883	0.922	1.025
D_{60}^1	0.836	0.842	0.868	0.934
D_{50}^3	0.697	0.706	0.730	0.787
D_{50}^1	0.665	0.672	0.690	0.728
D_{40}^3	0.532	0.540	0.558	0.586
D_{30}^3	0.375	0.384	0.395	0.404
D_{20}^3	0.232	0.248	0.255	0.255

Na Figura 6.48, faz-se uma análise comparativa com os índices obtidos nos provetes reforçados, cujos resultados constam no Quadro 6.5, com a média dos índices de dano de Park e Ang dos provetes não reforçados apresentados no Quadro 6.4.

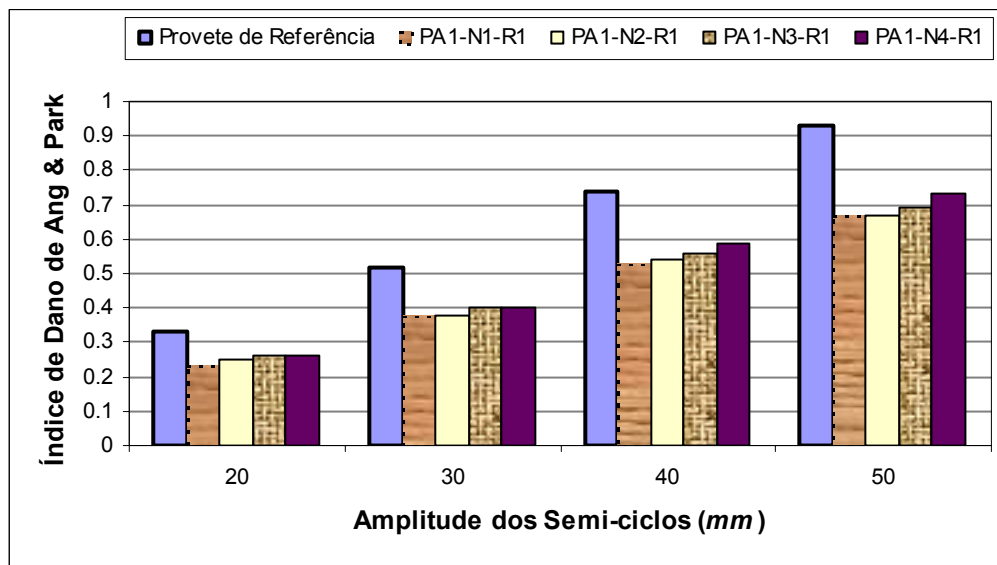


Figura 6.48 - Análise comparativa dos índices de dano de Park & Ang dos provetes ensaiados.

Como se pode ver na Figura 6.48, todos os reforços melhoram significativamente o comportamento e o aspecto físico durante o ensaio. Por outro lado, os valores dos índices de dano de Park e Ang calculados para os provetes ensaiados, apresentados no Quadro 6.5 estão em concordância com a aparência física observado conforme os cinco níveis de dano associado com os diferentes valores de D , como se apresenta no Quadro 6.6.

Quadro 6.6 - Índice de dano de Park e Ang (Park & Ang, 1985).

Índice de Dano	Nível de Dano	Aparência Física
> 1	Colapso	Colapso total ou parcial
0.8 - 1	Severo	Esmagamento do betão, exposição de armadura encurvada
0.3 - 0.5	Moderado	Grandes fendas extensivas, “spalling” do betão
0.2 - 0.3	Menor	Pequenas fendas, esmagamento parcial do betão
< 0.3	Ligeiro	Ocorrência de fendas esporádicas

6.5 APRECIÇÃO GERAL

Neste capítulo fez-se uma análise comparativa entre os provetes ensaiados de pilares não reforçados com o objectivo de melhoria em termos de ductilidade através da exploração das propriedades do betão confinado por meio de encamisamento CFRP e metálico.

Da análise numérica dos provetes ensaiados de pilares não reforçados, foi possível captar e simular satisfatoriamente o comportamento inicial elástico e posteriormente o comportamento não linear nos ciclos de grande amplitude.

Fez-se uma análise do comportamento dos provetes ensaiados utilizando-se expressões analíticas para auxiliar a abordagem e comparação dos danos.

Os reforços efectuados aos provetes mostraram, tal como esperado, melhoramentos nos incrementos de dissipação de energia sobretudo nos semi-ciclos de grande amplitude sem aumento significativo da resistência.

O pilar reforçado sem danos prévios apresentou uma melhoria muito significativa em termos de energia dissipada, duplicando a energia dissipada dos provetes não reforçados ensaiados em cerca de 50% a mais que os reforçados após serem ensaiados até a rotura. Evidenciou-se também o efeito benéfico do encamisamento compósito na contenção do betão desagregado, contribuindo para o melhoramento do comportamento do elemento, traduzido pelo confinamento e melhoramento da resistência e ductilidade.

O ganho em ductilidade não foi tão significativo como seria eventualmente de prever; este facto pode atribuir-se a um maior aumento do esforço axial verificado nos ensaios com reforço relativamente aos ensaios dos provetes não reforçados, o que atenuou desde logo o ganho conferido pelo próprio confinamento.

O critério de rotura utilizado, segundo o Eurocódigo 8, está consentâneo com o de Priestley et al.

O índice de dano de Park e Ang, utilizado na avaliação e análise dos resultados experimentais do presente trabalho, permitiu quantificar de forma satisfatória as aparências físicas estando de acordo com estabelecido em termo de níveis de dano.

CAPÍTULO 7

CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

7.1 CONCLUSÕES FINAIS

O presente trabalho teve como objectivo a análise e avaliação experimental do comportamento sísmico de pilares de betão armado através da realização de campanhas de ensaios experimentais destes elementos antes e depois de reforçados. Foram utilizados diferentes soluções de reforço, permitindo assim analisar o seu desempenho e avaliar a sua eficiência como solução de reforço sísmico.

No seguimento dos objectivos propostos foi realizada uma vasta pesquisa bibliográfica de diferentes configurações de ensaios (setup's), as quais permitiram o desenvolvimento de um setup de ensaio utilizado no presente trabalho, procurando-se rentabilizar e adaptar o espaço físico disponível no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE) da FEUP.

O programa experimental assentou na realização de ensaios de pilares de betão armado representativos das construções realizadas até à década de 70. O desenvolvimento do programa experimental incluiu a realização dos próprios provetes de ensaio, a sua instrumentação, a execução dos seus reforços, a realização de ensaios desses provetes antes e depois do reforço e por último a análise dos resultados.

Neste contexto, foram realizados reforços com encamisamento com mantas de fibras de carbono (CFRP) em dois provetes, um provete previamente danificado e o outro provete intacto. Além do reforço com encamisamento CFRP, foram ainda reforçados outros dois provetes previamente danificados com cintas metálicas, com e sem cantoneiras nos cantos;

os provetes reforçados com cintas metálicas e cantoneiras nos cantos não foram ligados a sapata. Este facto deveu-se ao objectivo previamente estabelecido para o presente estudo de actuar apenas ao nível da ductilidade destes elementos estruturais, mantendo inalterada a sua capacidade resistente.

Realizou-se também uma série de dois reforços do provete inicialmente reforçado com encamisamento CFRP previamente danificado, com betão de alta qualidade com os varões longitudinais dos cantos empalmados com e sem soldadura para uma análise comparativa da eficiência do encamisamento. Verificou-se que o comportamento do provete com a armadura soldada experimentou níveis de forças aproximadamente iguais aos exibidos pelos provetes não reforçados; enquanto que o provete com a armadura empalmada sem soldadura registou níveis de forças abaixo dos provetes não reforçados, evidenciando o escorregamento da armadura empalmada.

Os trabalhos relativos à reparação e à execução das diferentes soluções de reforço foram realizados por operários especializados de uma firma especializada em sistemas de reforço de estruturas, procurando-se reproduzir as práticas realizadas em obras usuais.

Esta componente experimental fornece um contributo muito importante para a validação de tecnologias e de fundamentos técnicos utilizados correntemente em reforço estrutural, e na confirmação de alguns critérios empíricos.

A utilização do setup de ensaio concebido para análise e avaliação do comportamento de pilares de betão armado permitiu estudar e compreender esses elementos estruturais quando sujeitos a carregamentos cíclicos. Para a aplicação da carga axial foi utilizado um dispositivo envolvendo um mecanismo de deslizamento entre placas, cujas superfícies de contacto entre elas foram especialmente preparadas para minimizar o atrito. Este dispositivo mostrou-se eficaz, permitindo obter curvas histeréticas do comportamento dos provetes ensaiados.

Nos ensaios, foram utilizados extensómetros eléctricos colados sobre a armadura longitudinal na região de potencial formação da rótula plástica e transdutores de deslocamentos (LVDTs) para a captação das deformações e rotações dos provetes.

A instrumentação da armadura longitudinal dos provetes com recurso a extensómetros eléctricos constitui uma boa medida para uma melhor compreensão do comportamento dos pilares. No entanto, muitas vezes não se consegue obter resultados satisfatórios com este tipo de sensor devido a ruídos de várias naturezas. Caso não haja ruídos, os resultados obtidos constituem uma boa base de dados para a calibração de ferramentas numéricas de análise e previsão da resposta estrutural.

Os LVDTs, apesar de não fornecerem informação tão localizada como os extensómetros eléctricos, são instrumentos de medição bastante eficientes, traduzindo-se na captação das deformações e rotações experimentadas durante os ensaios. O tratamento dos resultados obtidos a partir da instrumentação adoptada (LVDTs e extensómetros eléctricos) não foi realizado no âmbito desta tese por motivos de prazos estabelecidos.

Através da observação e da análise dos resultados dos ensaios experimentais, foi possível identificar a formação das rótulas plásticas nos elementos ensaiados, estando em concordância com o obtido usando a expressão proposta por Priestley et al. (1996) para estimativa do comprimento da rótula plástica. Assim, ao realizar um reforço nas potenciais zonas de formação de rótulas plásticas conseguiu-se um aumento da dissipação de energia e, subsequentemente, um melhor desempenho destes elementos para os níveis para os quais foram reforçados.

A interpretação dos resultados experimentais carece de atenções especiais, nomeadamente, na identificação e separação das várias forças envolvidas e resultantes da iteração do conjunto de peças que constituem o setup.

A utilização de reforços localizados, com recurso a encamisamento com mantas de fibras de carbono (CFRP), cintas metálicas e elementos metálicos, permitiu a exploração das propriedades do betão confinado. Analisando o comportamento dos pilares reforçados, verificou-se um bom desempenho das soluções de reforço, quer em relação à estabilidade

na degradação de resistência para iguais amplitudes, quer na energia dissipada. Estes aspectos são indicadores de uma boa prática para o reforço dos elementos representativos da década dos anos 70 ou então dos elementos projectados sem as actuais disposições regulamentares. Embora a energia dissipada pelos provetes reforçados seja maior do que a dos provetes não reforçados, estes apresentaram um índice de energia inferior relativamente aos provetes não reforçados. Tal é devido ao melhoramento da ductilidade e um ligeiro aumento da resistência conseguida pelas diferentes soluções de reforço, traduzindo-se no menor valor do quociente entre a energia dissipada durante os ciclos e a capacidade monotónica.

O dimensionamento do reforço sísmico foi realizado de acordo com os critérios propostos por Priestley. A avaliação da resistência do betão confinado foi efectuada com base na fórmula de Mander et al., tendo-se comprovado a sua eficácia nos ensaios experimentais.

O índice de dano de Park e Ang mostrou ser um bom padrão de comparação de nível de degradação, estando em concordância com a aparência física dos danos observados no elemento descrito pelos autores.

O reforço com encamisamento CFRP do provete sem danos prévios resultou num melhoramento bastante significativo da ductilidade e resistência, realçando a eficácia do efeito do encamisamento no confinamento e retenção de agregados do betão degradado.

O reforço com cintas metálicas, com ou sem cantoneiras nos cantos (sem ligação à sapata), mostrou-se eficaz. A introdução das cantoneiras não se traduziu em ganhos significativos em termos de ductilidade, reflectindo-se apenas num aumento da capacidade resistente.

O programa de análise não linear utilizado para a previsão de resultados experimentais forneceu valores próximos dos níveis de forças medidos durante os ensaios, mostrando-se uma ferramenta bastante útil para a simulação de eventos similares.

Os ensaios experimentais foram realizados com variação do esforço axial. Esta variação mais significativa no ensaio do provete reforçado com encamisamento CFRP intacto,

traduzindo-se em níveis mais altos observados nesse ensaio comparativamente aos restantes.

Com a utilização do programa SismoStruct, foi possível simular a variação do esforço axial registado em cada ensaio; conseguiu-se também, recorrendo ao programa PNL, verificar que os resultados experimentais variavam entre duas curvas monotónicas dos níveis considerados, nomeadamente, entre um valor mínimo de 170 *kN* e um valor máximo de 800 *kN*.

7.2 SUGESTÕES PARA DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

A componente experimental envolvida neste trabalho revestiu-se de um grande esforço, particularmente pelo tempo envolvido, o que conduziu naturalmente a uma limitação no número de ensaios realizados.

No âmbito da avaliação da eficiência das diferentes soluções de reforço torna-se importante prosseguir e alargar a campanha de ensaios a outras soluções de reforço, não ensaiados neste programa de trabalhos, nomeadamente, outras formas de encamisamento metálico, soluções mistas integrando elementos metálicos e compósitos.

Nas soluções de reforço, tem particular interesse a realização de reforços com cintas pré-esforçadas nas potenciais regiões de formação de rótula plástica para melhor compreensão e conhecimento do benefício do pré-esforço no confinamento destas zonas, traduzindo-se no melhoramento da ductilidade e consequentemente do seu comportamento sísmico.

A realização de ensaios biaxiais (aplicação de carga axial e duas cargas horizontais ortogonais) tem particular interesse na medida em que existe ainda muito pouca informação divulgada sobre o assunto. Com os resultados dos ensaios biaxiais, para além da compreensão e análise do comportamento dos pilares sujeitos a carga axial e cargas horizontais ortogonais, será possível calibrar novos modelos numéricos para esta situação, já que muitos modelos são baseados em pilares sujeitos a flexão composta.

Por outro lado, é útil o desenvolvimento de ferramentas numéricas robustas devidamente calibradas com a informação experimental já disponível para utilização, quer como meio de previsão, quer mesmo, como um meio complementar à componente experimental na avaliação de novas soluções. Essas ferramentas numéricas poderiam ser desenvolvidas tendo em vista dois objectivos:

A calibração a partir dos resultados experimentais de ferramentas numéricas com recurso a modelos simples, na perspectiva de utilização em análises não lineares de estruturas envolvendo a acção sísmica;

Calibração de ferramentas numéricas mais refinadas, recorrendo a modelos de comportamento não linear material de nível local, como por exemplo, o baseado na mecânica de dano contínuo, na perspectiva de utilização nas previsões e interpretações dos resultados experimentais.

Esta ferramenta numérica podia, por exemplo, ser utilizada na simulação de ensaios com diferentes níveis de esforço axial dispensando assim a realização de inúmeros ensaios com os elevados custos associados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

A

Abdullah and Takiguchi, K., (2003), “*An Investigation into the behaviour and strength of reinforced concrete columns strengthened with ferrocement jackets*”. ELSEVIER Cement & Concrete Composites 25, pp. 233-242.

Aboutaha, R.; Engelhardt, M.D.; Jirsa, J. O.; Kreger, M. E., (1996), “*Retrofit of Concrete Columns with Inadequate Lap Splices by the Use of Rectangular Steel Jackets*”, Earthquake Spectra, Vol. 12, No. 4, November, pp. 693 – 714.

Arêde, A. J. C. D., (1997), “*Seismic Assessment of Reinforced Concrete Frame Structures with a New Flexibility Based Element*”, Thesis submitted to the *Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto* in candidature for the degree of Doutor in Civil Engineering.

B

Barros, J. A. O., Ferreira, D. R. S. M., Lourenço, P. B., (2000 b), “*Pilares de Betão Armado Reforçados com Laminados de Fibras de Carbono*”, REPAR 2000, Encontro Nacional de Conservação e Reabilitação e de Estruturas, LNEC, pp. 547-556, 14-17 Julho.

Barros, J.A. O., Ferreira, D. R. S. M., Lourenço, P. B., (2000 a), “*Comportamento de Pilares de Betão Armado Reforçados com Laminados de Fibras de Carbono*”, Encontro Nacional de Betão Estrutural 2000, Porto, pp. 393-402, 22-24 Novembro.

Bento, R., (1996), “*Avaliação do Comportamento Sísmico de Estruturas Porticadas de Betão Armado*”, Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, IST, Lisboa.

Berry, M. and Eberhard, M., (2003), “*Performance Models for Flexural Damages in Reinforced Concrete Columns*”, PEER 2003/18, August.

Byrak, O. and Sheikh, S., (1997), “*High-Strength Concrete Columns Under Simulated Earthquake Loading*”, ACI Structural Journal, Title No. 94-S65, pp. 708 – 722, November - – December.

C

Cardoso, A. J. B., (2003), “*Comportamento de Pilares de Betão Armado Reparados ou Reforçados com Encamisamento Local*”, Dissertação para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil pela Universidade Técnica de Lisboa, Abril.

Carvalho, E. C.; Coelho, E.; Campo-Costa, A., (1999), *Preparation of the full-scale tests on reinforced concrete frames – Characteristics of the test specimens, materials and testing conditions. ICONS report, Innovative Seismic Design Concepts for New and Existing Structures, European TMR Network – LNEC, Lisbon.*

CEA (1990) – CASTEM 2000, Guide d’utilisation – CEA, Saclay, France.

CEN (2003), *European Prestandard ENV 1998: Eurocode 8 - Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures*. Comité Européen de Normalisation, Brussels.

Chang, S.-Y., Li, Y.-F. and Loh, C.-H., (2004), “*Experimental Study of Seismic Behavior of As-Built and Carbon Fiber Reinforced Plastic Repaired Reinforced Concrete Bridge Columns*”, ASCE Journal of Bridge Engineering, Vol. 9, No. 4, July/August.

Cheng, C.; Yang, J.; Yeh, Y. and Chen, S., (2003), “*Seismic Performance of repaired hollow-bridge piers*”, ELSEVIER Constructions and Building Materials 17, pp. 339-351.

Costa, Aníbal G., (1989); “*Análise Sísmica de Estruturas Irregulares*”; Tese de Doutoramento, FEUP, Porto.

Costa, Aníbal G.; e Costa, A. Campos, (1987); “*Modelo Histerético das Forças-Deslocamentos Adequado à Análise Sísmica de Estruturas*”; Núcleo de Dinâmica Aplicada, LNEC, Lisboa.

Costa, A.; Paupério, E.; Costa, P., (2003), “*Trabalhos de avaliação Estrutural do Edifício Sito na Intersecção das Ruas Rei Ramiro e José Falcão, Vila Nova de Gaia*”, Requerente: Irva, Lda. Relatório Técnico. Serviço de Estruturas do Instituto da Construção, Fevereiro, FEUP, Porto.

Costa, A.; Miranda Guedes, J.; Arêde, A.; Paupério, E., (2003), “*Relatório Sobre as Patologias Observadas nos Elementos Escultóricos Decorativos do Edifício Palladium no Porto*”, Requerente: Carlos Guedes, Engenharia, Lda. Relatório Técnico. Serviço de Estruturas do Instituto da Construção, Junho, FEUP, Porto.

Costa, A. e Paupério, E., (2005), “*Ensaio de Carga da Viga e Laje de Piso. Edifício em Campanhã*”. Relatório Técnico. Serviço de Estruturas do Instituto da Construção, Julho, FEUP, Porto.

Costa, A.; Delgado, R. e Paupério, E., (2001), “*Relatório de Inspeção. Rua de Varziela, N.º 561, Rio Tinto - Gondomar*”. Relatório Técnico. Serviço de Estruturas do Instituto da Construção, Junho, FEUP, Porto.

Cusson, D. and Paultre, P., (1993), “*High-Strength Concrete Columns Confined by Rectangular Ties*”, ASCE Structural Journal, American Society of Civil Engineers, Vol. 120, No.3, pp. 783 – 804..

D

Delgado, Pedro S., (2000); “*Vulnerabilidade Sísmica de Pontes*”; Tese de Mestrado, FEUP, Porto.

E

Esmaeily-Gh, A.; Xiao, Y., (2002), “*Seismic Behaviour of Bridge Columns Subjected to Various Loadings Patterns*”. PEER 2002/15, December.

F

Fafitis, A. and Shah, S.P., (1985), “*Predictions of Ultimate Behavior of Confined Columns Subjected to Large Deformations*”, ACI Structural Journal Proceedings, Vol. 82, Issue 4, JL82-35, pp. 423 – 433, July.

Faria, R., (1994), “*Avaliação do Comportamento Sísmico de Barragens de Betão Através de Um Modelo de Dano Contínuo*”, Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal.

Faria, R.; Oliver, J. and Cervera, M., (1998), “*A Strain-Based Plastic Viscous-Damage Model for Massive Concrete Structures*”, Int. J. Solids Structures, 35(14), pp. 1533 – 1558.

Ferreira, D. R. S. M., (2001), “*Pilares de Betão Armado Reforçados com Laminados de Carbono*”, Tese de Mestrado, Universidade de Minho.

Filippou F.C., Popov E.P. and Bertero V.V., (1983), “*Modelling of R/C Joints Under Cyclic Excitations*”, Journal of Structural Engineering, Vol. 109, No. 11, pp. 2666-2684.

Fragiadakis, M., Pinho, R. and Antoniou, S., (2004), “*Modelling of reinforcing steel bars under transient loading and subjected to buckling*”,. *Submitted for publication*.

Frangou, M.; Pilakoutas, K. and Dritsos, S., (1995), “*Structural Repair/Strengthening of RC Columns*”, ELSEVIER Construction and Building Materials, Vol. 9, No. 5, pp. 259-266.

G

Giuffrè, A.; Pinto, P. E., (1970), “*II Comportamento del Cemento Armado Per Sollecitazione Ciclice di Forte Intensità*”; Giornale del Génio Civile, Maggio.

Gomes, A. M., (1992), “*Reforço de Elementos de Betão Armado Sujeitos a Acções Cíclicas*”, Tese de Doutoramento, Universidade Nova de Lisboa, Instituto Superior Técnico.

Guedes, J. P. M., (1997), “*Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Bridges. Modelling, Numerical Analysis and Experimental Assessment*”– Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.

H

Hachem, M. M., Mahin, S. A. and Moehle, J. P., (2003), “*Performance of Circular Reinforced Concrete Bridge Columns under Bidirectional Earthquake Loading*”, PEER 2003/06, February.

Ho, J. C. M. and Pam, H. J., (2003), “*Inelastic Design of Low-axially Loaded High-strength Reinforced Concrete Columns*”. ELSEVIER Engineering Structures 25 (2003), pp. 1083-1096.

I

Ishibashi, T. and Tsuyoshi, T., (2004), “*Outline of Seismic Retrofitting of Railway RC Structures*”, Journal of Japan Association for Earthquake Engineering, Vol. 4, No. 3 (Special Issue).

Ishibashi, T., Tsuyoshi, T. and Kobayashi K., (2004), “*Seismic Retrofitting Methods Newly Developed for Railway Concrete Structures*”, Journal of Advanced Concrete Technology, Vol. 2, No. 1, pp. 1-12, March

Izzuddin, B.A., (1991), "*Nonlinear Dynamic Analysis of Framed Structures*", PhD Thesis, Imperial College, University of London, London.

Izzuddin, B.A., (2001), "*Conceptual issues in geometrically nonlinear analysis of 3D framed structures*", Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, Vol. 191, pp. 1029-1053.

J

Jaradat Omar A., McLean David J. and Marsh M. Lee, (1998), "*Performance of existing Bridge Columns Under Cyclic Loading – Part 1: Experimental Results and Observed Behavior*", ACI Structural Journal, Title no. 95-563, November-December , pp. 695-704.

Júlio, E. N. B. S., (2001), "*A influencia da interface no comportamento de pilares reforçados por encamisamentos de betão armado*", Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, Especialidade de Mecânica das Estruturas e dos Materiais, Universidade de Coimbra

Júlio, E. S., Branco, F. and Silva, V. D., (2003), "*Structural Rehabilitation of Columns with Reinforced Concrete Jacketing*", John Wiley & Sons, Ltd, Prog. Struct. Engng. Mater. 2003; 5:29-37 (DOI: 10.1002/pse.140)

Juvandes, L.; Costa, A., (2003), "*Reforço dos Elementos Escultóricos Decorativos do Edifício Palladium no Porto*". Requerente: Carlos Guedes, Engenharia, Lda. Relatório Técnico. Serviço de Estruturas do Instituto da Construção, Outubro, FEUP, Porto.

K

Kim, W., El-Attar, A., and White, R.N., (1988), "*Small-Scale Modeling Techniques for Reinforced Concrete Structures Subjected to Seismic Loads*", Tech. Rep., Cornell Univ. Ithaca, N.Y.

Kappos, A. J., (1991), “*Analytical Prediction of the Collapse Earthquake for R/C Buildings: Suggested Methodology*”; Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 20, No. 2, pp. 167 – 176.

L

Lee, H.-S.; Kage, T.; Noguchi, T. and Tomosawa, F., (2003), “*An Experimental study on the Retrofitting effects of the reinforced concrete columns damaged by rebar corrosion strengthened with carbon fiber sheets*”. Pergamon Cement and Concrete Research 33, pp. 563-570.

Li, Y. F., and Chang, K. C., (2000), “*Seismic Retrofit Study and Application of RC Bridge Columns – Seismic Retrofit Study of Circular RC Bridge Columns Using FRP (III)*”, NSC89-2625-Z027-002, Dept. of Civil Engineering, National Taipei University of Technology, Taipei – Taiwan.

Li, B., Park, R. and Tanaka, H., (2001), “*Stress-Strain Behavior of High-Strength Concrete Confined by Ultra-High- and Normal-Strength Transverse Reinforcement*”, ACI Structural Journal, Vol. 98, No. 3, pp. 395 – 406, May.

Lu, Y.; Vintzileou, E.; Zhang, G.-F. and Tassios, T. P., (1999), “*Reinforced Concrete Scaled Columns Under Cyclic Actions*”. ELSEVIER Soils Dynamics and Earthquake Engineering 18, pp. 151-167.

Lukkunaprasit, P.; Sittipunt, C., (2003), “*Ductility Enhancement of Moderately Confined Concrete Tied Columns with Hoop-Clips*”. ACI Structural Journal, V.100, No. 4, July-August, pp. 422-429.

M

Ma, R.; Xiao, Y. and Li, K. N., (2000), “*Full-scale testing of parking structure column retrofitted with carbon fiber reinforced composites*”, ELSEVIER Constructions and Building Materials 14, pp. 63-71.

Madas, P. and Elnashai, A.S., (1992), "*A new passive confinement model for transient analysis of reinforced concrete structures*", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 21, pp. 409-431.

Mander, J.B., Priestley, M.J.N, and Park, R., (1988), "*Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete*", Journal of the Structures Division, ASCE, Vol. 114, No. 8, August, pp. 1804 – 1826.

Mander, J.B., Dutta, A. and Kokorina, T., (1999), "*Retrofit for Control and Repairability of Damage*", Earthquake Spectra, Vol. 15, No. 4, pp. 657 – 679.

Matsumoto, N., Kitago, Y., Tsutomu, S., (2000), "*Restoration, Seismic Strengthening and Seismic Design for Railways Viaducts after Hyogoken-Nanbu Earthquake*", ELSEVIER, Cement & Concrete Composites 22, pp. 47 – 57.

Melek, M.; Wallace, J. W.; Conte, J. P., (2003); "*Experimental Assessment of Columns with Short Lap Splices Subjected to Cyclic Loads*". PEER 2003/04, April.

Menegotto, M.; Pinto, P. E., (1973), "*Method of Analysis for Cyclically Loaded RC Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-Elastic Behavior of Elements Under Combined Normal Force and Bending*"; Symposium on Resistance and Ultimate Deformation of Structures Acted On Well Defined Repeated Loads, IABS Reports Vol. 13, Lisbon.

Mirmiran, A., Samaan, M., Cabrera, S. and Shahawy, M., (1998), "*Design, Manufacture and Testing of New Hybrid Column*", ELSEVIER Constructions And Building Materials, Vol. 12, No. 1, pp. 39-49

Miyauchi, Y.; Higashibata, Y. and Fukuyama, K (2000) "*Studies on Repair and Strengthening Methods of Damaged Reinforced Concrete Columns*". ELSEVIER Cement and Concrete Composites 22 (2000), pp. 81-88.

Mo, Y. L. and Hwang, M. L., (1999), "*New Configuration of Lateral Steel for RC Columns*". ASCE Practice Periodical on Structural Design and Construction, Vol.4, No. 3, August, pp. 111-118.

Mo, Y. L.; Yeh, Y.-K. and Hsieh, D. M., (2004), "*Seismic Retrofit of Hollow Rectangular Bridge Columns*". ASCE Journal of Composites for Constructions, Vol. 8, No. 1, February, pp. 43-51.

Monti, G. and Nuti, C., (1992), "*Nonlinear Cyclic Behavior of Reinforcing Bars Including Buckling*"; ASCE – Journal of Structural Engineering, Vol. 118, Vol. 12.

Monti, G., Nistiò, N., and Santini, S., (2001), "*Design of FRP Jackets for Upgrade of Circular Bridge Piers*", ASCE, Journal of Composites for Construction, Vol. 5 No. 2, pp. 94 -101.

N

Nesheli, K. N., (2004), "*Experimental Study on Retrofitting of Shear Critical RC Columns Using Pre-Tensioned Aramid Fiber Belts*", 1st Conference on Application of FRP Composites in Construction and Rehabilitation of Structures, Tehran, Iran, pp. 95-104

NP-ENV 206 (1997), "*Betão – Comportamento, Produção, Colocação em Obra e Critérios de Conformidade*". CEN

O

Orozco, G. L. and Ashford, S. A., (2003), "*Effects of Large Velocity Pulses on Reinforced Concrete Bridge Columns*". PEER 2002/23, April.

P

Park, R. and Joen, P. H., (1990), "*Simulated Seismic Load Tests on Prestressed Concrete Piles and pile-Pile Cap Connections*", PCI Journal, pp. 42-61, November-December 1990

Park, Y. J. and Ang, H-S, A., (1985), “*Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete*”, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 111, No. 4, 1985.

Park, Y. J.; Ang, H-S. A.; Eeri, M. and Wen, Y. K., (1987), “*Damage-limiting Aseismic Design of Buildings*”, Earthquake Spectra, Vol. 3, No. 1.

Paulay, T. and Priestley, M. J. N., (1992); “*Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*”; John Wiley & Sons, New York.

Pavese, A.; Bolognini, D. and Peloso, S., (2004), “*FRP Retrofit of RC Square Hollow Section Bridges Piers*”, Journal of Earthquake Engineering, Vol. 8, Special Issue 1, pp. 1 - 26.

Pinto, A.; Molina, J. and Tsionis, G., (2001a), “*Cyclic Test on a Large-scale Model of an Existing Tall Bridge Pier (Warth Bridge – Pier A40)*”, EUR 19907 EN

Pinto, A.; Molina, J. and Tsionis, G., (2001b), “*Cyclic Test on a Large-scale Model of an Existing Tall Bridge Pier (Warth Bridge – Pier A70)*”, EUR 19901 EN

Pinto, A.; Pegon, P.; Magonette; G.; Molina, J.; Buchet; P. and Tsionis, G., (2002), “*Pseudodynamic Tests on a Large-scale Model of an Existing RC Bridge Using Non-Linear Substruturing and Asynchronous Motion*”, EUR 20525 EN

Priestley, M. J. N. and Park, R., (1984); “*Strength and Ductility of Bridge Substructures*”, Research Report 84-20, University of Canterbury, New Zealand.

Priestley, M. J. N.; Zahn, F. A. and Park, R., (1989), “*Strength and Ductility of Square Reinforced Concrete Column Sections Subjected to Biaxial Bending*”, ACI Structural Journal, No. 86 – 813, pp. 123 – 130, March-April

Priestley, M. J. N., Seible, F. and Calvi, G. M., (1996), “*Seismic Design and Retrofit of Bridges*”, Wiley-Interscience, John Wiley & Sons, Inc., New York.

Q

Qiu, F., Li, W., Pan, P. and Qian, J., (2002), “*Experimental Tests on Reinforced Concrete Columns Under Biaxial Quasi-static Loading*”, ELSEVIER Engineering Structures 24, pp. 419 – 428.

R

Richardt, F. E., Brandtzaeg, A., and Brown, R. L., (1928), “*A Study of the Failure of Concrete Under Combined Compressive Stresses*”, Univ. of Illinois Eng. Exp. Station, Bulletin No. 185, Vol. 26, No. 12, pp. 1 – 105, November.

Rodrigues, C. M. C., (2005), “*Comportamento as Acções Cíclicas de Pilares de Betão Armado reforçados com Materiais Compósitos*”, Dissertação de Doutoramento em Engenharia Civil, Especialidade de Estruturas, Universidade Nova de Lisboa, Janeiro.

Romão, Xavier N., (2002), “*Novos Modelos de Dimensionamento Sísmico de Estruturas*”, Tese de Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil, FEUP, Porto.

Roufaiel, M. S. L. and Meyer, C., (1987), “*Analythical Modelling of Histeretic of RC Frames*”, ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol. 113, No. 3.

S

Saadatmanesh, H.; Ehsani, M. R. and Jin, L., (1997); “*Seismic Retrofitting of Rectangular Bridge Columns with Composite Straps*”. Earthquake Spectra, Volume 13, No. 2, May, pp 281 – 304.

Saatcioglu, M. and Razvi, S., (1992), “*Strength and Ductility of Confined Concrete*”, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 118, No. 6, pp. 590 – 1607.

Saatcioglu, M., Yalcin, C., Mes, D., and Beausejour, P., (2000), “*Seismic Retrofit of Concrete Columns by External Prestressing*”. OCEERC Research Report, Ottawa, Canada.

Saatcioglu, M., and Yalcin, C., (2003), “*External Prestressing of Concrete Columns for Improved Seismic Shear Resistance*”, ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol. 129, No. 8, August.

Skino, K. and Yun-Ping, S., (1993), “*Experimental Study on Ductility Improvement Method for Reinforced Concrete Columns Using High-Strength Materials*”, Proceedings, Japan Concrete Institute, Vol. 15, No. 2, pp. 719 – 724.

SeismoStruct (2003), “Computer Program for Static and Dynamic Nonlinear Analysis of Framed Structures”, (online) Available from URL: <http://www.seismosoft.com>

Sheikh, Shamim A. and Byrak, Oguzhan, (1997), “*High Strength Concrete Columns under Simulated Earthquake Loading*”, ACI Structural Journal, Vol. 94, No. 6, November-December.

Sheikh, S. and Uzumeri, S. M., (1982), “*Analytical Model for Concrete Confinement in Tied Columns*”, ASCE J. Struct. Div., Vol. 108, No. ST12, pp. 2703 – 2722.

Shibata, M., (1982) “*Analysis of Elastic-Plastic Behavior of Steel Brace Subjected to Repeated Axial Force*”, International Journal of Solids and Structures, Vol. 18 No. 3, pp. 217 - 228, March.

Stapleton, S. E., (2004), “*Performance of Poorly Confined Reinforced Concrete Columns in Long Duration Earthquakes*”, A thesis submitted for degree of Master of Science in Civil Engineering, Washington University, August.

T

Takiguchi, H., Okada, K. and Sakai, M., (1976), “*Ductility Capacity of Bonded and Unbonded Reinforced Concrete Member*”, Proc. Architectural Institute of Japan, 249, pp.1 – 11, 1976.

V

Varum, H. S. A., (2003); “Seismic Assessment, Strengthening and Repair of Existing Buildings”, PhD Thesis, FEUP/UA, Porto/Aveiro

Varum, H. S. A., (1995), “*Modelo Numérico para a Análise Sísmica de Pórticos Planos de Betão Armado*”, Dissertação para Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil; FEUP, Porto, Novembro.

Vaz, C. Trancoso, (1992); “*Comportamento Sísmico de Pontes com Pilares de Betão Armado*”, Tese de Doutoramento, FEUP/LNEC, Lisboa.

Vila Pouca, N. S., (2001), “*Simulação Numérica da Resposta Sísmica de Elementos Laminares de Betão Armado*”, Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil.

W

Wang, M. L. and Shah, S. P., (1987), “*Reinforced Concrete Hysteresis Model Based on the Damage Concept*”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 15.

Wu, Y. F.; Griffith, M. C. and Oehlers, D. J., (2003), “*Improving the Strength and Ductility of Rectangular Reinforced Concrete Columns through Composite Partial Interaction: Tests*”. ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 129, No. 9, September, pp. 1183-1190.

Wu, Y. F.; Griffith, M. C. and Oehlers, D. J., (2004), “*Numerical Simulation of Steel Plated RC Columns*”. ELSEVIER Computers and Structures 82, pp. 359-371.

X

Xiao, Y. and Esmaily-Gh, A., (2002), “*Seismic Behavior of Bridge Columns Subjected to Various Loading Patterns*”, PEER Report 2002/15, December.

Xiao, Y. and Yun, H. W., (2002), “*Experimental Studies on Full-Scale High-Strength Concrete Columns*” ACI Structural Journal, Vol.99, No.2, pp.199 -207.

Xiao, Y., and Ma, R. (1997), “*Seismic Retrofit of RC Circular Columns Using Prefabricated Composite Jacketing*”. ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol. 123, No. 10, pp. 1357 – 1364.

Xiao, Y. and Wu, H. , (2003), “*Retrofit of Reinforced Concrete Columns Using Partially Stiffened Steel Jackets*”. ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 129, No. 6, June.

Xiao, Y.; He, W.; Mao, X.; Choi, K.; Shang, S. and Guo, Y., (2004), “*Experimental Studies of Confined Concrete Filled Steel Tubular (CCFT) Columns*”. 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B. C., Canada August 1-6,. Paper No. 681.

Xiao, Y.; Wu, H. and Martin, G. R., (1999); “*Prefabricated Composite Jacketing of RC Columns for Enhanced Shear Strength*”. Journal of Structural Engineering, Vol. 125, No. 3, March, pp. 255-264.

Y

Yang, X.; Nanni, A. and Chen, G., (2001), “*Effect of Corner Radius on the Performance of Externally Bonded FRP Reinforcement*”, Non-Metallic Reinforcement for Concrete Structures – FRPRCS-5, Cambridge, July 16-18, pp. 194-204.

Yao, J.; Li, X. and Li, Z. (2001), “*Experimental Study of a Circular Concrete Column Reinforced with a Composite Tube*”, ELSEVIER Composites Science and Technology 61, pp.1881-1887